

Villa in Dornbach bei Wien.

Erbaut 1880—81 von Baurath **A. v. Wielemans.**

(Mit Zeichnungen auf Blatt 11 und 12.)

Das von Nord nach Süd ca. 3·50 m abfallende Terrain der Baustelle gestattete, das Hauptgeschoss als ein Hoch-

parterre anzulegen. Die nach Süden liegenden Räume des

Untergeschosses dienen zu Dienerwohnungen und Nebenräumen, die nördlich gelegenen als Keller und Holzlage.

Im Hauptgeschoss der Villa, welche für die Bedürfnisse einer

Familie erbaut wurde, ist mit Berücksichtigung der Weltgegenden und der herrschenden westlichen Windrichtung die Veranda und Speisezimmer östlich gelegt, die Wohnzimmer nach Süden, der Haupteingang, durch die Situation bedingt, nördlich, desgleichen die Küche und

Dienerzimmer. Der erste Stock enthält die Schlafzimmer, ausserdem ist ein Theil der Dach-Etage zu Wohnräumen verwendet worden, so der südliche und nördliche Giebel und ein östlich gelegenes Zimmer, von welchem aus der offenen Loggia im Thürmchen eine freie Aussicht in der Thalrichtung gegen Wien zu sich bietet.

Der Unterbau, welcher durch die Bewachsung mit Schlinggewächsen nur wenig sichtbar bleibt, ist in gefugtem Bruchsteinmauerwerk, der ganze Aufbau in Ziegelrohbau (gelblich mit weissen Fugen) hergestellt.

Die vorkommenden Gesimse sind in Formziegeln (ähnlich den später aufgestellten Typen des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines) constructiv hergestellt,

in den Friesen sind farbige Thonfliesen (sogenannte Mettlacherplatten) eingesetzt. Als Hauptgesimse erscheint der

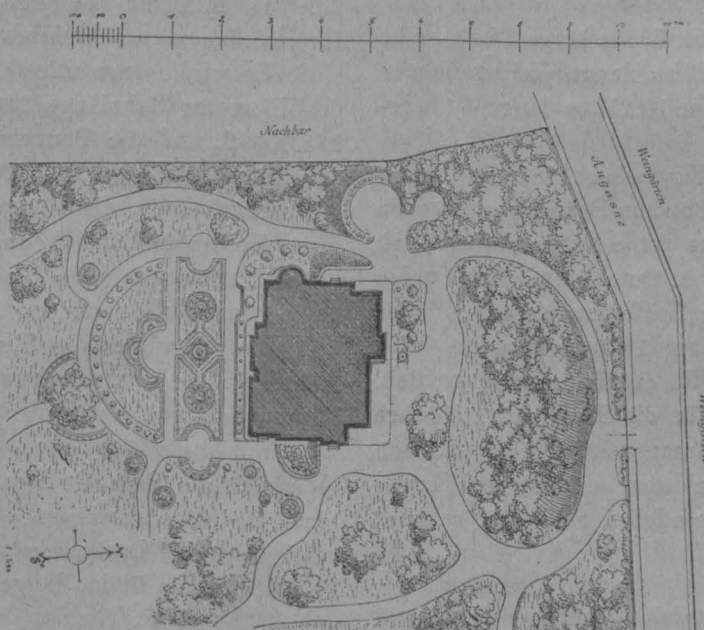
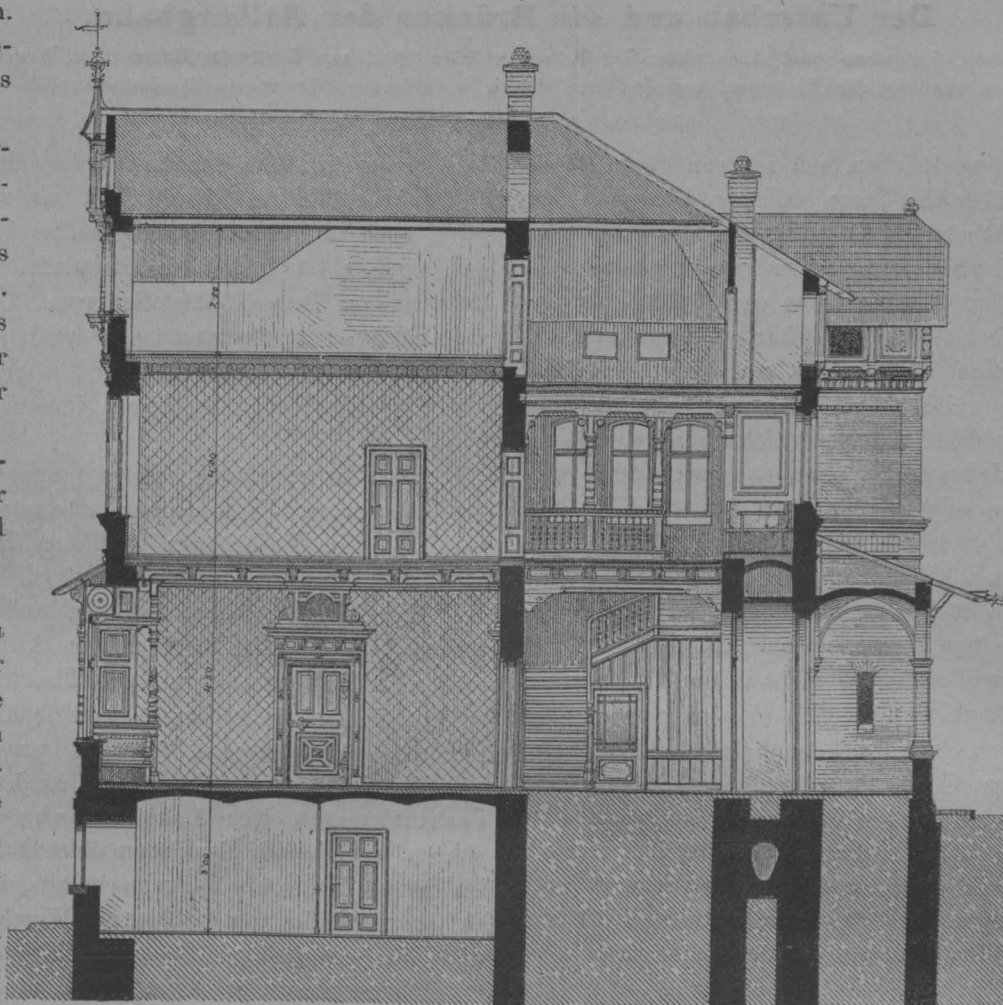
etwas vortretende ausgemauerte Kniestock; die Mauerflächen sind mit Sgraffitten decorirt und darüber ladet das Dach mit geschnittenen Sparrenköpfen rd. 1 m weit aus. Als Dachdeckmaterial sind Schuppendachziegel (unglasirt) verwendet, die Grate und Firste haben eine Markirung durch braun glasierte Ziegel erhalten; die Gesimse, sowie die Schutzdächer über den Fenstern sind mit grün glasierten Dachziegeln abgedeckt.

Der einfache, mit wenig eigentlichen Architekturformen gezierte, jedoch malerisch gruppirte Baukörper, hat durch die Anwendung der

Holzarchitektur,

welche im Detail sich an die nordischen Formenbildungen anlehnt, eine passende und farblich sehr wirkungsvolle Ergänzung erhalten. Alles Holzwerk ist ziemlich dunkelbraun gebeizt und stark gefirnisst, wodurch sich in Verbindung mit dem gelblichen Ziegelmauerwerk, den Sgraffitten und den farbigen Thonplatten eine angenehme, von dem umgebenden Grün der Gartenanlagen contrastirende, Gesamt-Farbenstimmung ergibt. An den schmiedeeisernen Wimpeln sind einige Vergoldungen angebracht.

Entsprechend dem Architektur-Charakter des Aeusseren ist auch das Innere der Villa architektonisch durchgebildet



worden, einfach gehobelte Tramdecken, Lambris (sämmliche aus weichem Holz und gebeizt), breite einflügelige Thüren mit Gesimsen und vor Allem die Eichenholz-Treppe mit zierlichen Balustern, geben den Innenräumen einen wohllichen, ländlichen Charakter, welcher durch die ange-

brachten Erkerbauten und Sitzplätze noch gehoben wird. Schliesslich mag noch erwähnt werden, dass alle Räume heizbar hergestellt wurden; durch einen tiefer gestellten Mantelofen ist im Speisezimmer eine einfache Luftheizung eingerichtet, welche sich ganz angenehm bewährt hat.

Der Unterbau und die Brücken der Arlbergbahn.

Vortrag, gehalten im österr. Ingenieur- und Architekten-Verein am 8. März 1884, von **Ludwig Huss**, k. k. Inspector und Vorstand der Abtheilung für Unterbau und Brücken der k. k. Direction für Staats-Eisenbahnbauten.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 13—17.)

Zwei Jahre sind verstrichen, seit ich von dieser Stelle aus „Mittheilungen über die Trace und den Unterbau der Arlbergbahn“ veröffentlichte. *) Damals waren die Vorstudien über den Gegenstand eben fertig geworden und meine Aufgabe bestand darin, den Fachgenossen den Einblick in dieselben zu eröffnen und sie so zur Mitarbeit heranzuziehen, während meine heutige Aufgabe ist, zu zeigen, was geschaffen wurde. Ein reichhaltiges Material liegt hierüber vor: vergehen doch selbst im trägschleichenden Lebenslaufe des Einzelnen zwei Jahre nicht, ohne dass wichtige Ereignisse zu verzeichnen sein würden, was musste sich hier Alles ereignet haben, bei dem zielbewussten, rastlosen Streben einer Armee von 9000 Bauleuten!

Diese Fülle des Stoffes zu bewältigen, reicht das bescheidene Maass meiner Musse sowohl als meiner Kraft nicht aus; auch kann dieser Stoff nicht in den Raum eines Vereinsabends gezwängt werden. Ich bin daher genöthigt, mich in meiner Darstellung auf das rein Sachliche, das Charakteristische der Gegenstände zu beschränken, und selbst da noch auf eine strenge Systematik zu verzichten, endlich aber den Bau des Arlbergtunnels aus der Besprechung nahezu ganz auszuschliessen, was mir allerdings dadurch einigermaassen erleichtert wird, dass über letzteren in jüngster Zeit mehrfache Veröffentlichungen stattgefunden haben. **)

Allgemeine Daten.

Die Arlbergbahn zerfällt in die 73 km lange Thalstrecke Innsbruck-Landeck und in die 63 km lange Gebirgssstrecke Landeck-Bludenz, in deren Mitte der 10.250 m lange Arlberg-tunnel liegt.

Erstere Strecke wurde im November 1881 zu bauen begonnen und ist am 1. Juli 1883 dem Betriebe übergeben worden. Die offene Gebirgssstrecke ist seit September 1882 im Bau und dürfte längstens am 1. October, möglicherweise aber schon im August d. J. zur Eröffnung gelangen; der Arlberg-tunnel aber ist seit 25. Juni 1880 im Bau und wird wahrscheinlich schon im Juli d. J. eröffnungs-fähig werden. Die eigentliche Bauzeit, welche für die Thalbahn 1 1/2 Jahre betrug, wird sonach für die Rampenstrecken 2, für den Tunnel 4 Jahre betragen. Wenn aber der Tunnel etwas früher fertig werden wird, als die offenen Strecken, so liegt

*) Jahrgang 1882, Heft 1.

**) Eine demnächst im Buchhandel erscheinende Denkschrift der k. k. Direction für Staats-Eisenbahnbauten über den Bau-fortschritt der Arlbergbahn in den Jahren 1882 und 1883 enthält weitere Daten hierüber, namentlich aber viele Zeichnungen von Brücken und Hochbauten.

dies weder in dem Umstande, dass der Zeitaufwand von 2 1/4 Jahren für das Detailproject ein zu grosser gewesen wäre, noch in einem zu wenig raschen Baubetrieb der Rampen, sondern einzig in dem Umstande, dass die maschinelle Bohrung im Tunnel-Sohlstollen vom 1. Februar 1881 an pro Arbeitstag 9.54 m statt 6.6 m ergab, — ein Umstand, der für ein Verdienst angesehen und sogar in Amerika, dem wir Techniker nicht so leicht imponiren, hoch gerühmt wird.

Die Bauvergebung erfolgte gegen Einheitspreise und die betreffenden Unternehmer arbeiteten in Regie. Dabei verdiente der Erdarbeiter und der Handlanger auf der Thalbahn durchschnittlich ca. 0.9 fl., im Accord 1.0 fl.; der Maurer 1.25, bezw. 1.45 fl.; auf der Gebirgssstrecke waren die Löhne um 25% und im Arlberg-tunnel um noch weitere 45% höher als auf der Thalstrecke, jedoch sollen auf der Tunnel-Ostseite auch einzelne Arbeiter vor Ort einen regelmässigen Verdienst von 7 fl. pro Tag erzielt haben.

Ich kann nun nicht umhin, auch die Frage der Gesamtkosten der Arlbergbahn-Strecken zu berühren, weil ja die Baukosten einer Bahn eines der fasslichsten Unterscheidungsmerkmale bilden. Ich gebe dabei selbstverständlich nur annähernde Werthe, glaube aber damit doch den angestrebten Zweck noch erreichen zu können.

Diese Gesamtkosten der Arlbergbahn werden ungefähr 41 Millionen Gulden betragen, in welcher Summe Intercalarzinsen und Geldbeschaffungskosten nicht inbegriffen sind. Es wird ferner ungefähr kosten: die Thalbahnstrecke pro Kilometer Bahnlänge 110.000 fl., die offene Gebirgssbahn 238.000 fl. und die Tunnelstrecke 2,013.000 fl., wovon auf den Unterbau allein 1,893.000 fl. entfallen. Zieht man jedoch die Tunnel- und die Rampenstrecken zusammen, so sind diese Kosten 527.000 fl. und betrachtet man endlich Innsbruck-Bludenz als Eine Linie, so betragen die Kosten des Baues und der Ausrüstung 301.500 fl. pro Kilometer Bahn.

Um nun für die Beurtheilung dieser Ziffern einen Maassstab zu gewinnen, erwähne ich, dass die kilometrischen Kosten betragen:

Für die 25 km lange eingleisige Linie Tarvis-Pontafel — gleichfalls ohne die Kosten der Capitalsbeschaffung und ohne die Intercalarzinsen — 144.200 fl., ferner, aber einschliesslich der Intercalarzinsen und der Capitalbeschaffungskosten, für die 79 km lange eingleisige Linie Pilsen-Eisenstein 173.300 fl.; für das österr.-ungar. Südbahnnetz, wovon 49% im Unterbau und 29% im Oberbau zweigleisig sind, 355.500 fl.; für das 207 km lange Ergänzungsnetz der österr.-ungar. Staatsbahn — von welchem 90% im Unterbau,

10% im Oberbau zweigeleisig sind — 401.100 fl., für die 125 km lange Brennerbahn, welche im Unterbau ganz, im Oberbau zu 33% zweigeleisig ist, 551.900 fl., für die zweigeleisige Semmeringbahn 610.000 fl. ö. W. und endlich für die 147 km lange — mit Ausnahme der Tunnel — eingleisige Hauptlinie der Gotthardbahn Immensee-Dirinella 450.000 fl. und für die 25 km lange Strecke Amsteg-Göschenen derselben 471.000 fl. in Gold. Ein Vergleich dieser Ziffern ergibt nun, dass die Arlbergbahn pro Kilometer Bahnlänge mehr als zweimal soviel kostet als die Linie Tarvis-Pontafel, dass ihre Kosten aber selbst bei Berücksichtigung der Inter-calanzinsen und Capital-Beschaffungskosten, welche pro Kilometer ca. 41.000 fl. betragen, nur 96% jener der österr.-ungar. Südbahnlinien, nur 85% der des Ergänzungsnetzes der österr.-ungar. Staatsbahn, ferner nur 76% jener der Gotthardbahn, dann nur 62% jener der Brennerbahn und nur 56% jener der Semmeringbahn betragen.

Ob aber die Arlbergbahn, welche nun allerdings sehr viel Geld erfordert, deshalb theuer oder vielleicht dessenungeachtet noch billig sei, darüber wird den Fachgenossen möglich sein, sich aus meinen nachfolgenden Mittheilungen über den Unterbau derselben ein Urtheil bilden zu können, denn bei Gebirgsbahnen ähnlichen Charakters ist die Kosten-summe der Grundeinlösung, des Oberbaues, Hochbaues, der Signale und der Fahrbetriebsmittel — welche für eingleisige Bahnen pro Kilometer 90.000—130.000 fl. beträgt — nicht wesentlich von einander verschieden, daher bei solchen Bahnen der Unterbau das ausschlaggebende Merkmal bildet.

Ich beginne sonach mit den

Erd- und Felsarbeiten.

Diese Arbeiten betragen auf der Thalstrecke ungefähr 23, auf den Rampenstrecken 47 m³ pro Meter Bahnlänge sind also quantitativ eigentlich nicht so bedeutend, wie daraus ersichtlich ist, dass dieselben bei der Gotthardbahn 54, und auf der 8 km langen Strecke Innsbruck-Patsch der Brennerbahn 135 m³ pro Meter Bahn betrugen. Die Erdarbeiten begannen mit der Herstellung der Verkehrswege und -Mittel und mit der Vorbereitung des Baugrundes, welche Leistungen hier von grossem Interesse waren. In ersterer Beziehung ist, rücksichtlich der Thalstrecke, des Baues von drei durch Locomotiven befahrenen Brücken über den Inn, ferner vieler Schüttungsgerüste und der successiven Ausführung und wiederholten Verwendung von 28 km Dienstbahngeleisen, mit Allem, was darum und daran hängt, zu erwähnen.

Auf der Gebirgsbahn war die Schaffung von Wegen zur Bahntrasse und die Anlage von Dienstbahnen in der Bahnhöhe, dann die Ausführung von Gerüsten über Schluchten noch umfangreicher und kam hiezu noch die Herstellung von Aufzügen zum Behufe der Beischaffung namentlich von Kalk, Sand und Holz. Diese Aufzüge (siehe Tafel 13) sind Bremsberge, die in der Regel dadurch betrieben werden, dass Erdmaterial, welches projectsgemäss beim Baue keine Verwendung findet, zu Thal gefördert wird, wobei mit dem Nutzeffect von 1 : 1½ täglich ca. 40 Fahrten und 40 Tonnen Nutzarbeit pro Aufzug geleistet wurden.

In einem Falle ist als Motor statt der Erde, Wasser verwendet. Die Bahnwagen gehen in allen Fällen direct

auf die Bremsberge über. Solcher Seilaufzüge bestehen nun auf Landeck-St.-Anton 4, auf Langen-Bludenz 7; die Länge der Dienstbahnen beträgt auf der Ostrampe das 1½fache, auf der Westrampe das 0·9fache und beim Tunnelbau das 3·0fache der betreffenden Bahn-, beziehungsweise der Tunnel-länge.

Die Vorbereitung der Baustellen besteht in der Bildung von Stufen an den Lehnen zur Erzielung des Anschlusses von Neuanschüttungen an den Untergrund, in der Ausführung von Sickerschlitten zur Entwässerung der Dammunterlagen, endlich auch in der Herstellung von grossen Schlitz- und Stollenbauten dort, wo Rutschungen bestanden oder in Folge des Bahnbaues zu gewärtigen waren.

Solche Anlagen sind auf der Thalbahn in mässigem, auf den Rampenstrecken aber, u. zw. namentlich auf Landeck-Pians, in grossem Umfange ausgeführt worden und verschlangen dort bereits 100.000 fl., ohne schon allwärts beendet zu sein.

Grössere concentrirte Erd- und Felsbewegungen kamen nur wenige vor. Als solche verdienen erwähnt zu werden, der 1100 m lange Einschnitt in Moränenschutt vor der Oetzbrücke mit 70.000 m³ Inhalt, die Anschüttung des Stationsplatzes Imst mit 118.000, dann der Einschnitt in den Bergsturz bei der Kronburg mit 44.000 und endlich die Abgrabungen am Stationsplatze Landeck mit 150.000 m³ Inhalt.

Auf der Gebirgstrasse ist von Bedeutung: der Stationseinschnitt in Pians mit 66.000 m³ festem Moränenschutt, ferner der grosse Erddamm bei Bratz mit 100.000 m³ und die Materialbewegung aus dem Arlbergtunnel, welche auf der Ostseite 391.000, auf der Westseite 375.000 m³ beträgt, wovon ein grosser Theil zur Anschüttung der betreffenden Stationsplätze verwendet ist.

Grosse Felseinschnitte kamen nicht vor. Dagegen gehören hierher auch die Aushübe für Wandmauern, Brücken, Aquäduce und andere Kunstbauten, — Erdarbeiten, die sehr häufig in Schächten, Schlitten und immer in kleineren Stücken unter fortwährender Anwendung von Bölzungen ausgeführt werden müssen und welche deshalb sehr bedeutenden Zeit- und bedeutenden Kostenaufwand verursachen, obgleich die dabei vorkommenden Bölzungen (siehe Tafel 14) besonders entschädigt werden.

Zu den Erdarbeiten gehören endlich auch die Steinsätze, welche von Hand geschlichtete, ungefähr 1 : 1 geböschte Steinkörper sind, die projectsgemäss nur aus Einschnittsteinen herzustellen, gedacht waren.

Diese, ein Charakteristikon der Brennerbahn bildende Arbeitsgattung gelangte hier auf der Thalstrecke mit einer Menge von 108.000 m³ als Uferschutz und auf der Gebirgstrasse mit 126.000 m³ zur Ausführung, was unverhältnissmässig wenig ist, indem die Einschnitte dort schon bei den Sondirungen wenig brauchbaren Stein aufwiesen, aber in Wirklichkeit in manchen Fällen noch hinter den Voraussetzungen zurückblieben, wodurch nachher eine kostspielige anderweitige Steinbeschaffung nothwendig wurde.

Für die Erd- und Felsarbeit mit Einschluss der dabei vorgekommenen Verführung sind auf Innsbruck-Landeck durchschnittlich 60, auf den Rampenstrecken 77 kr. pro

Kubikmeter, für das Schlichten der Steinsätze wurden auf beiden Strecken 50 kr. pro Kubikmeter, endlich wurden für Steinsätze aus eigens beschafften Steinen der Rampenstrecke 2.77 fl. pro Kubikmeter bezahlt.

Strassenbauten, Fluss- und Uferschutzbauten.

Diese Arbeiten sind mehr oder weniger alle typen-gemäss, weshalb sie hier nur leicht berührt werden sollen.

Die Strassenbauten bestehen zumeist in Wegumlegungen, dann in der Herstellung von Stationszufahrten und erfordern, bei Berücksichtigung der meist minimalen Concurrenzbeiträge, welche zu diesen Objecten von anderen Interessenten einfließen, pro Kilometer Bahn 9500 fl.

Die in diesen Strassen und Wegen befindlichen Brücken sind für eine Verkehrslast von 400 kg pro Quadratmeter der Brückenbahn, die Fahrbrücken aber überdies für einen Achsendruck von 4 t berechnet, wobei — um die Stosseinwirkungen der Verkehrslast zu berücksichtigen — die aus diesen Lasten sich ergebenden Spannungen, rücksichtlich der Hauptträger 1.15 fach, rücksichtlich der Fahrbahnträger aber 1.3 fach in Rechnung gestellt sind.

Die Dimensionirung erfolgte — gleich wie bei unseren Eisenbahnbrücken — nach Weyrauch, mit dem Coëfficienten 800 in den Formeln. Von diesen Brücken hat ein Theil, aus Sparsamkeitsrücksichten, eine hölzerne Fahrbahn erhalten, jedoch nur dort, wo der Verkehr gering ist, während die meisten Brücken als Fahrbahn einen Schotterkörper auf Zores-Eisen erhielten.

Die nachstehende Tabelle I enthält Daten über sie und ihre Kosten.

Die Uferschutzbauten der Arlbergbahn bestehen fast ausschliesslich in Steinwürfen, Steinsätzen, Trockenmauern und Pflasterungen. Die Kosten derselben betragen auf der Thalstrecke 5600, auf den offenen Rampenstrecken 4400 fl. pro Kilometer Bahn. Dabei war der Preis pro Kubikmeter Steinwurf, bei Verwendung von Einschnittsmaterial auf der Thalbahn durchschnittlich 0.82, auf den Rampenstrecken 1.25, bei Verwendung von hiezu eigens gewonnenem Materiale aber 2.80, bezw. 3.40 fl. Für Trockenmauern waren diese Preise 1.30, bezw. 1.60 fl. oder einschliesslich des Materiales 3.0 und 4.0 fl.

Die nächste Arbeitsgruppe sind die Stütz- und Wandmauern.

Die Arbeiten dieser Gruppe spielen sowohl in dem oberen Theile der Thalstrecke, als auf der Gebirgsstrecke eine bedeutende Rolle, wie daraus zu entnehmen ist, dass die nicht zu den Uferschutzbauten zählenden Trockenmauern und die in Mörtelmauerwerk hergestellten oder noch herzustellenden Stütz-, Wand- und Grabenmauern — abgesehen von den Kosten der dabei vorkommenden Fundamente, Aushübe und Bölzungen — pro Kilometer Thalstrecke den Betrag von 1050, pro Kilometer Rampenstrecke aber den Betrag von 23.000 fl. erfordern.

Dabei herrscht die, sich über das Bahnplanum erhebende sogenannte Futtermauer vor und finden sich solche Mauern bis zu 12 m Höhe über dem Bahnplanum, mit Stärken von 3.5 m in der Planumshöhe. Weniger vertreten ist die sogenannte Stützmauer, weil einestheils deren Fundirung im Allgemeinen kostspieliger wird, als die von Futtermauern

und weil andernteils bei Höhen über 8 m solche Anlagen schon mit Vortheil durch Viaducte oder auch durch die, zwischen beiden stehende Type, der Mauer mit Sparbögen, verdrängt werden.

Die Ausführung der Stütz- und Wandmauern an steilen Schuttlehnen erfordert im Allgemeinen grosse Vorsicht, denn sie muss so erfolgen, dass dabei Bewegungen des Gebirges nicht eintreten können. Die Ausführung erfolgt daher analog den Vorgängen beim Tunnelbau in Stücken von 4—10 m Länge so, dass das Gebirge immer nur in der Arbeitsstrecke durch die Bölzungen gehalten wird, während die anstossenden Partien im Mauerwerke entweder schon fertig sein, oder sich noch im ursprünglichen Zustande befinden müssen. Die Entfernung der Arbeitsstellen beträgt hiernach 20—30 m.

Der Angriff der Grabarbeit geschieht hierbei gewöhnlich durch einen gebölzten Schlitz senkrecht zur Bahnachse und wird von diesem der Maueraushub nach beiden Seiten hin hergestellt, wie die Fig. 2, Tafel 14, zur Anschauung bringt.

Wo weniger Vorsicht geboten ist, wird, bei Beibehaltung des Vorgehens in Stücken, manche Partie auch offen betrieben und erfolgt die Stützung des Gebirges dann nach Fig. 1. Endlich kommen auch Fälle vor, wo bei geringer Mauerhöhe oder compactem Gebirge alle Vorsichtsmaassregeln entfallen können, oder wo bei besonderer Gefahr der bergmännische Betrieb (wie die Fig. 4 zeigt) gewählt werden muss, ein Vorgehen, welches neben der grösstmöglichen Sicherheit für die Nichtbeunruhigung des Gebirges nebenbei den Vortheil bietet, dass derartige Arbeiten auch im Winter anstandslos ausgeführt werden können. Das letztere war übrigens auch oft bei der Arbeit in Schlitten der Fall, wobei diese dann durch Bretterwände abgeschlossen und durch offene Feuer beheizt wurden. Der Zeitaufwand für die stückweise Herstellung von Futtermauern ist ungefähr ebenso gross, wie der für Tunneln. Die Mauerstücke werden hierbei gewöhnlich ohne Verzahnung aneinandergestossen, ähnlich wie Tunnelringe.

Ueber die Kosten dieses Mauerwerkes wird bei den Brücken Mittheilung gemacht werden.

Brückenbauten.

Allgemeine Grundzüge. Anbelangend diese Grundzüge habe ich eigentlich Neues nicht mitzutheilen, ich glaube jedoch Einzelnes hievon in Erinnerung bringen zu sollen, weil hierdurch spätere Details leichter erklärlich werden.

Ich erwähne daher des Bestrebens, nur Mauerwerk aus den leicht erhältlichen wetterfesten Bruchsteinen der Gegend, ohne nennenswerthe Anarbeitung aber unter Anwendung von vorzüglichem Mörtel auszuführen, um hierdurch das Mauerwerk aus behauenen Steinen thunlichst zu verdrängen. Eine Folge dieser Bestrebung war ein billiges Mauerwerk, wodurch ferner ermöglicht wurde, in vielen Fällen Eisenconstructions durch massive Mauerwerkskörper zu verdrängen, ein Umstand, welcher vom Standpunkte der Solidität der Bauwerke, wie der Oekonomie ihrer Erhaltung gleich erwünscht war.

Tabelle über Brücken der Arlbergbahn.

I. Strassenbrücken mit eisernem Ueberbau.

Laufende Nummer	Gegenstand	Reichsstrassen- übersetzung bei km 42·343 Innsbruck-Landeck	Reichsstrassen- übersetzung bei km 135·015 Landeck-Bludenz	Strassenbrücke bei Flirsch km 87·7 Landeck-Bludenz	Uebergangssteg in der Station Bludenz Landeck-Bludenz	Ueberfahrtsbrücke über die Station Dalaas Landeck-Bludenz	Strassenbrücke über den Inn bei Imst Innsbruck-Landeck
1	Lichtweite in der Brückenachse in <i>m</i>	6·0	7·83	28·0	20·0	38 0	65·0
2	Stützweite in <i>m</i>	6·5	8·6	29·0	20·8	39·0	66·22
3	Winkel der Brückenachse zur Geleisachse	90°	50°	90°	90°	90°	90°
4	Art der Construction	8 Hauptträger einzeln lagernd	5 Hauptträger einzeln lagernd	Halbparabelträger Bahn „unten“	Halbparabelträger Bahn „unten“	Halbparabelträger Bahn „unten“	Halbparabelträger, doppeltes System, Bahn „unten“
5	Fahrbahnbreite	6·19	6·5	0·35 + 2·65 + 0·35	·	2·5	0·5 + 4·4 + 0·5
6	Verhältniss der Trägerhöhe in der Mitte zur Stützweite . .	$\frac{1}{24·7}$	$\frac{1}{19·5}$	$\frac{1}{7·25}$	$\frac{1}{8·66}$	$\frac{1}{9·75}$	$\frac{1}{8·28}$
7	Construction der Fahrbahn	Schotter üb. Zoresseisen	Schotter üb. Zoresseisen	Brückenstreu auf Lang- hölzer	Bohlenbelag auf Quer- trägern	Schotter üb. Zoresseisen	Bohlenbelag auf eisern. Längsträgern
8	Schweisseisen sammt Geländer auf der Brücke, pro <i>m</i> Stützweite	1189	1465	623	477	588	1506
9	Schweisseisen, Gesamtgewicht <i>kg</i>	7729	12602	18070	18304	22926	99716
10	Gusseisen <i>kg</i>	286	288	280	1308	564	2791
11	Stahl <i>kg</i>	·	·	·	·	49	59
12	Blei <i>kg</i>	·	·	·	20	288	522
13	Geländer auf den Widerlagern in <i>m</i>	32	6·0	·	·	7·5	15·9
14	Holz in <i>m</i> ³ bei hölzerner Fahrbahn	·	·	29	75	3	85
15	Erd- und Fundamentaushub <i>m</i> ³	200	82	52	58	29	560
16	Böschung in <i>m</i> ²	·	151	·	·	·	·
17	Pilotirung in <i>m</i>	·	·	·	·	·	645
18	Steinwurf, Steinsatz, Hinterbeugung und Trockenmauer- werk in <i>m</i> ³	·	·	55	·	46	265
19	Betonfundamentmauerwerk und Gewölbaufmauerung in <i>m</i> ³ .	39	82	41	35	20	30
20	Häuptiges Mauerwerk in <i>m</i> ³	450	450	95	·	69	350
21	Quader- und Haustein-Mauerwerk in <i>m</i> ³	60	6·5	8	40	4·7	4
22	Pauschale für Erschweruisse	·	·	1145	·	·	3000
23	Kosten des Unterbaues fl.	3120	4350	2975	961	873	10273
24	Kosten des Brückenbelages, event. Beschotterung fl.	19	19	1245	324	175	2278
25	Kosten des eisernen Ueberbaues fl.	1855	3569	4924	4901	6890	29645
26	Kosten der Geländer fl.	85	17	·	·	22	·
27	Gesamtkosten fl.	4379	7955	9144	6186	7960	42196

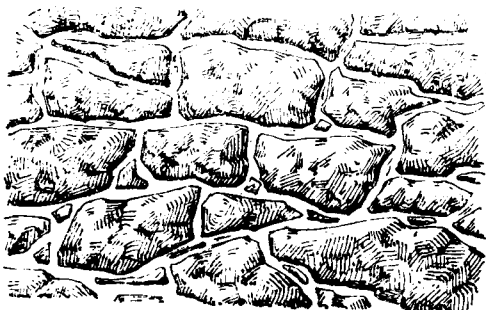
Anbelangend dieses Bruchstein-Mauerwerk muss ich ferner neuerlich hervorheben, dass bei halbwegs gutem Steinmaterial die Festigkeit von Mauerwerkskörpern nicht von jener der Steine, sondern bloss von der des Mörtels abhängig ist. Dieser Mörtel besteht bei der Arlbergbahn aus 1 Raumtheil Kufsteiner (oder Bingser) Cementkalk und 2 Raumtheilen reinem Sand; ausnahmsweise gelangte aber in den Druckstrecken des Arlbergtunnels im gleichen Mischungsverhältnisse statt der genannten Cementkalk, Perlmooser Portland-Cement zur Verwendung.

Beide Mörtelsorten verdienen alles Lob. Zwar zieht der Kufsteiner Cementkalk in der Regel rasch an — was nicht angenehm ist, weil es zur raschen Verwendung drängt — und die Erhärtung schreitet dann nur langsam fort, erreicht aber nach mehreren Monaten einen hohen Grad, während Mörtel aus Portland-Cement ungefähr eine Stunde lang weich bleibt, dann aber schon in wenigen Tagen grosse Härte erlangt.

Ansicht.



Daraufsicht und Durchschnitt.



Das Steinmaterial der Mauern war auf der Thalbahn Kalk und Gneiss, auf der Ostrampe zumeist Thonschiefer, ferner auf der Westrampe wieder zumeist Kalk. Im Arlbergtunnel ist auf beiden Seiten Gneisschiefer, auf der Westseite aber auch Kalk und Verukano verwendet worden. Für das Gewölb-Mauerwerk sind plattenförmige Steine vorgeschrieben und es müssen selbe, wenn sie von Natur nicht vorhanden sind, aus unregelmässig brechenden Stücken durch einige Verarbeitung mit dem Hammer geschaffen werden. Das Bruchstein-Mauerwerk ist, wie die vorstehenden Figuren zeigen, aussen und innen gleich behandelt, was nothwendig ist, um die Gefahr von Trennungen im Innern von vorneherein auszuschliessen, und nur bezüglich der Herstellung der sichtbar bleibenden Kanten und der Gewölbstirnen besteht eine Vorschrift, welche die senkrechte Anordnung der Lagerfugen zum Mauerhaupte und

das Entfallen von Zwickeln daselbst zum Gegenstande hat. Die Gesichtsfläche dieses Mauerwerkes bleibt ganz rau und zeigt oft Vorsprünge von $\frac{4}{10}$ m Tiefe, doch bearbeiten die Maurer die Gesichtsfläche der Steine durch Hammerschläge meist so, dass dadurch ein „Schlag“ rauhester Art und sonach eine „Bosse“ entsteht. Wo jedoch vorstehende Spitzen dem Verkehre Hindernisse bieten oder auch nöthige Durchflussöffnungen beengen würden, müssen dieselben abgenommen werden. Im Innern der Mauern wird nur beachtet, dass jeder Stein auf seine grösste Fläche und in ein sehr reichliches Mörtelbett gelegt wird, in das dann auch Schiefer eingedrückt werden. Ungeschickte, den Verband schädigende Ecken der Steine muss der Maurer mit dem Hammer abschlagen.

Die Güte derartigen Mauerwerkes beweisen allorts zahlreiche Bauwerke, für uns zunächst aber die Brücken der Eisenbahn Tarvis-Pontafel und Unterdrauburg-Wolfsberg. Grossartige Beispiele hierin bietet Frankreich.

Die Brücken der Gotthardbahn, darunter der 51 m hohe Mittelpfeiler des Kerstellenbach-Viaductes, sind ebenfalls aus solchem Mauerwerk hergestellt, nur sind dort bei den hohen Pfeilern mitunter auch Bindeschichten aus Hausteinen und Eckarmirungen angewendet worden.

Durchbindende Quaderschichten können dort von Nutzen sein, wo Bruchstein-Mauerwerk aus verhältnissmässig kleinen, wenig lagerhaften Steinen gemacht werden muss, wenn aber das Steinmaterial gross und lagerhaft ist, dann scheinen mir solche Einschaltungen — eben im Interesse des guten Verbandes — weniger zweckmässig.

Die Verkleidung von Gesichtsflächen und die Armirung von Kanten hoher Pfeiler haben wir grundsätzlich vermieden, denn bekanntlich pflegen sich solche Verkleidungen leicht vom Kerne abzulösen, und ich selbst habe vor einigen Jahren auf der Linie Pontalière-Lausanne Viaducte getroffen, bei denen man eben diese Haut erneuerte. Wir erkennen in diesem Bruchstein-Mauerwerk das Universalmittel für den Eisenbahnbau, ein Mittel, das an keine Gesteinsformation gebunden ist, sonach überall leicht und rasch zum Ziele führt.

Neben dem Bruchstein-Mauerwerk gelangte ferner auch Quader-Mauerwerk zur Ausführung; dieses beschränkte sich jedoch auf die Unterlagen von Brückenträgern und auf Abdeckungen, spielt sonach auch nur eine nebensächliche Rolle. Von Ausnahmen werde ich später sprechen. Da ich die Kostenfrage nicht ganz übergehen kann, erwähne ich hier, dass der Preis des hauptigen Bruchstein-Mauerwerkes pro Kubikmeter auf beiden Strecken durchschnittlich 8.40, der von Gewölb-Mauerwerk auf der Thalbahn 10.20, auf den Rampen 11.10, endlich der Preis des Quader-Mauerwerkes 24.50 bzw. 35.10 fl. war.

Anordnung des eisernen Ueberbaues der Brücken.

Wie die Berechnung erfolgte, habe ich bei Besprechung der Strassenbrücken bereits angedeutet. Ich habe diesem nur beizufügen, dass mir die Einwände Prof. Mohr's gegen die Launhardt-Weyrauch'sche Methode der Dimensionenbestimmung bekannt waren, dass wir aber gerade durch die Vorschläge, die Mohr hieran knüpft, darin bestärkt wurden,

den seit fünf Jahren eingehaltenen Vorgang,*) nach welchem die k. k. Direction für Staats-Eisenbahnbauten heute bereits ein Viertel aller ihrer Brücken, nämlich 2·7 km Brückenträger im Gewichte von 4500 t gebaut hat, ungeändert beizubehalten.

Dass wir hierin übrigens nicht vereinzelt dastehen, zeigen allerorts die Veröffentlichungen über Brückenbauten und Programme für Entwürfe.

Die Brücken sind in Schweisseisen ausgeführt und es kostet das ton auf der Thalbahn 248, auf den Rampenstrecken 297 fl., welcher Preis ein Durchschnittspreis ist für Schweisseisen, Gusseisen, Stahl und Blei und die Montirungsgerüste, sowie auch den Anstrich umfasst. Der Ueberbau der Oetzbrücke, der Pitzabrücke und eine Anzahl kleiner Brücken, ferner jener der Trisana-Thalbrücke ist aus steierischem, jener der Imster Strassenbrücke aus Witkowitz Eisen ausgeführt; alle übrigen Brücken, die Hälfte der Gesamtlieferung, wurden aus böhmischem Eisen gemacht.

Die Gesamtkosten des Ueberbaues der Bahn- und Strassenbrücken betragen auf Innsbruck-Landeck ungefähr 131.000, auf Landeck-Bludenz 387.000 fl.

Anbelangend die Anordnung der eisernen Tragconstructionen, habe ich die Mittheilung zu machen, dass auf der Arlbergbahn ausschliesslich nur der einfache Balkenträger zur Anwendung gelangt ist, eine Thatsache, welche ich später, bei Vorführung der Bauwerke noch erörtern werde, die sich im Allgemeinen aber kurz damit begründet, dass der continuirliche Träger, dessen Zweckmässigkeit heute einigermaassen in Frage gestellt wird, ferne gehalten wurde, während der eiserne Bogenträger, der wohl durch Schönheit und Jugend besticht, aber auch von Mängeln nicht frei ist, hier zumeist durch seinen älteren Bruder, den Steinbogen, verdrängt ward.

Bahnbrücken mit eisernem Ueberbau.

Die Brücken von 2—13 m Stützweite, deren im Ganzen 103 Stück vorkamen, haben Blech-Balkenträger der bekannten Formen erhalten; die grösseren Spannweiten sind durch Balken-Fackwerksträger, u. zw. zufällig ausschliesslich durch Halbparabelträger — wie nachstehende Tabelle II zeigt — gebildet worden.

Hievon kamen auf der Thalbahn 2, auf den Rampenstrecken aber 15 zur Ausführung. Von Allen haben nur drei Stück Tragconstructionen mit „oben“ liegender Fahrbahn erhalten, weil — wie schon erwähnt ist — bei genügender Constructionshöhe Gewölbe angeordnet wurden, es sind dies die Innbrücke bei Landeck, die Rosana-Brücke bei km 98 (beide auf Tafel 15) und die Grubsertobelbrücke bei km 132. Bei diesen Brücken fällt nun vor Allem auf, dass die gewöhnliche Form der Halbparabelträger hier umgekehrt zur Anwendung gelangte, eine Anordnung, an die man sich erst gewöhnen muss, die aber ausnehmend stabil und sehr ökonomisch ist und die überdies den Vortheil bot, dass Alles steif construiert werden konnte, was die Montirung ungemein erleichtert.

Brückenträger von dieser Anordnung wiegen — wie wir an Alternativprojecten fanden — um 16 % weniger als

solche mit parallelen Gurtungen und sind ungefähr um ebensoviel billiger als solche, wozu aber auch noch Ersparungen an Mauerwerk kommen, da die Breite der Träger — in Folge des Höherstehens der Auflager — bei gleicher Stabilität der Brücke geringer sein kann. Bei der Innbrücke beträgt die Ersparung gegenüber einem Parallelträger 5500 fl., gegenüber einem Träger mit „unten“ liegender Fahrbahn — ähnlich der Oetzbrücke — aber noch 1200 fl., wobei in letzterem Falle die Ersparniss ausschliesslich auf das Mauerwerk kommt, da die Kosten der Eisenconstruction ganz gleich sein würden. Mit Rücksicht auf Entgleisungen hat die Innbrücke eine versenkte Fahrbahn erhalten. Die Montirung dieser Brücke konnte, obgleich dieselbe im December erfolgte, in 24 Tagen durchgeführt werden. An diese Hauptöffnung schliessen in der Richtung gegen Innsbruck zwei überwölbte Oeffnungen von 10 m Lichtweite an, in der andern Richtung aber ein Viaduct mit sieben Oeffnungen von je 11 m Lichtweite. Die Kosten des ganzen Bauwerkes sind 101,000 fl., das Quadratmeter der Thalprofilsfläche kostet sonach 30·0 fl.

Ueber die beiden kleineren Brücken dieses Systems habe ich Nichts zu bemerken.

Alle übrigen Fachwerksbrücken der Arlbergbahn haben die Fahrbahn „unten“, d. i. in der Höhe des Untergurtes. Das hervorragendste Bauwerk hierunter ist die Trisana-Thalbrücke (Tafel 16). Diese Brücke führt über eine felsige Schlucht von 230 m Weite und 87 m Tiefe, bezogen auf die Bahntrace. Sie hat eine grosse Mittelöffnung, die mit einem Balkenträger von 120 m Stützweite überdeckt ist, der auf — bis zur Schwellenhöhe — 58 bezw. 55 m hohen gemauerten Pfeilern ruht, ferner beiderseits je vier Oeffnungen von 9·0 m Lichtweite, die je einen gewölbten Viaduct bilden. Alle Pfeiler ruhen auf dem geebneten, festen Felsen der Thalwände. Die grossen Pfeiler haben 13·0 bezw. 12·4 m Tiefe und 8·5 bezw. 8·0 m verglichene Länge, welche Abmessungen sich in Folge der parabolischen Anläufe, in der Höhe der Kämpfer der Viaducte auf 7·9 m Tiefe und 6·2 Länge verringern. Der Flächeninhalt an der Basis entspricht sonach der Grösse von vier, jener in Kämpferhöhe der von zwei gewöhnlichen Wohnzimmern.

Diese Pfeiler haben nicht nur die, in 25⁰/₀₀ Gefäll liegende Eisenconstruction zu tragen, sondern in Folge der Anordnung gewölbter Viaducte auch einen bedeutenden Gewölbschub aufzunehmen, weshalb dieselben nicht nur sehr stark dimensionirt, sondern auch voll ausgemauert werden mussten, so dass die Möglichkeit der Anbringung eines Schlauches im Pfeilerkern entfiel.

Die Pfeiler der gewölbten Oeffnungen haben — abnehmend mit der Höhe — am Kämpfer 2·5—1·8 m Länge und jene in der Richtung des Bahngefälles sind 6·8, die entgegengesetzten 4·6 m tief, welche Verschiedenheit daher kommt, dass der östliche Viaduct so breit gehalten wurde, als nöthig war, um für den eisernen Träger eine unter allen Umständen genügende Stütze zu gewinnen.

Die Viaductgewölbe sind im Scheitel 87 cm stark; die Aufmauerung über denselben wurde ostseits, aus dem eben angegebenen Grunde abnormal hoch gewählt, auf der anderen Seite aber symmetrisch durchgeführt. Nach dem ersten Ent-

*) Jahrgang 1880, S. 101.

Tabelle über Brücken der Arlbergbahn.

II. Bahnbrücken mit Fachwerksträgern.

Laufende Nummer	Gegenstand	B r ü c k e n ü b e r d e n																Oetzbrücke km 47-600	Trisana-Viaduct km 80-659
		Lawinen- gang km 113-325	Masonbach km 127-944	Mühltoibel km 119-700	Winkeltoibel km 129-347	Glongtoibel km 117-023	Grubsertobel km 131-808	Rosanabach km 98-130	Rosanabach km 87-940	Rosanabach km 98-360	Stelztobel km 117-390	Rosanabach km 88-447	Rosanabach km 91-903	Pitzabach km 53-400	Schanatobel km 126-08	Inn b. km 73-700			
1	Lichtweite in der Constructionsachse in m	13·86	13·86	14·4	14·4	16·55	16·56	25·0	26·0	26·0	26·0	36·0	36·0	40·0	40·0	2×10·0 g. 60·0	18·6 30·0 18·0	4×9·0 gw. 115·4	
2	Stützweite in m	15·42	15·42	15·42	15·42	17·55	17·75	26·1	27·0	27·2	27·2	37·6	37·6	41·4	41·4	7×11·0 g. 61·6	19·0 31·8 19·0	4×9·0 gw. 120·0	
3	Winkel d. Widerlager zur Constructionsachse	60°	60°	90°	90°	60°	65°	90°	90°	90°	90°	43° 26' 1"	43° 22'	90°	90°	90°	90°	90°	
4	Richtung der Bahnachse	Ü. B. R. = 250	gerade	gerade	R. = 250	Ü. B. R. = 250	R. = 500	R. = 250	gerade	R. = 250	R. = 250	Ü. B. R. = 250	gerade	gerade	R. = 500	gerade	gerade	gerade	
5	Art der Construction	Halbparabelträger mit Diagonalen aus Winkel Eisen				Halbparab. träger mit steif. Diag.	Fischbauchträger m. Druckdiagon.		Halbparabelträger mit schlaffen Diagonalen								Parallel- u. Fischbauchträger m. schlaff. Diag.		Halbparab. m. schlaffen Diag. (2-fach. System)
6	Lage der Nivellette auf der Construction	unten	unten	unten	unten	unten	oben	versenkt	unten	unten	unten	unten	unten	unten	unten	unten	oben	unten	
7	Verhältniss der Trägerhöhe in der Mitte zur Stützweite.	1 6·7				1 6·95	1 6·34	1 6·2	1 6·8	1 6·8	1 6·8	1 5·96	1 5·96	1 6·9	1 6·9	1 6·1	1 9·05 1 6·88 1 9·05 841 2807 841	1 7·74	
8	Schweisseisen pro m in kg sammt den Geländern auf der Construction.	992	970	1008	1035	1114	671	1279	1266	1357	1357	1776	1604	1603	1717	2105		3878	
9	Schweisseisen im Ganzen in kg	15293	14952	15550	15960	19555	11906	33376	31439	36913	36913	66766	60322	66361	71109	129656	236993	465312	
10	Gusseisen im Ganzen in kg	421	421	275	275	273	327	830	830	830	830	2933	2933	2955	2955	7439	8100		
11	Stahl im Ganzen in kg	80	80	80	80	59	59	59	59	1170	1170	19257	
12	Blei im Ganzen in kg	267	267	267	267	522	522	522	522	2132	2132	2390	
13	Geländer in m Länge	200	6·4	26·2	14·2	12·7	877	23·55	20·22	20·0	17·7	15·6	12·4	18·5	32	265·7	12·0	222·5	
14	Erd- und Fundamentaushub in m³	120	150	1100	150	313	700	1575	1313	751	375	875	892	1060	700	2300	2200	4650	
15	Böschung in m²	70	.	403	100	.	36	12	.	105	54	.	.	.	515	300	.	700	
16	Steinwurf, Steinsatz, Trockenmauerwerk und Hinterbeugung in m³	100	100	256	50	37	.	260	190	363	32	200	210	30	1600	1100	200	544	
17	Fundamentmauerwerk und Gewölbeaufmauerung in m³	105	50	597	80	73	300	333	140	350	193	200	150	315	660	2100	670	957	
18	Häuptiges Bruchsteinmauerwerk in m³	310	80	481	136	184	550	499	295	480	237	245	155	490	1140	2400	1278	10900	
19	Quader- und Hausteinmauerwerk in m³	9	6	7	5·8	79	11	7·4	8·0	9·5	7·6	13	11	20	19·5	12	34	85	
20	Gewölbumauerwerk in m³	70	.	.	2·8	140	600	.	500	
21	Trockenpflaster m²	6	.	50	.	.	55	80	360	.	303	
22	Gewölbsabdeckung in m²	
23	Gewölbs-einrüstung in m	89	.	.	1·2	10·8	48	.	38	
24	Gusseisen hiezu	500	.	150	
25	Brückenhölzer und Bedielung in m³	79	83	81	10·1	90	11·1	13·3	14·2	14·7	14·7	15·4	20·2	21·2	23·0	22·5	63·3	86·2	
26	Pauschale für Erschwernisse fl.	44	.	142	178	177	.	323	600	443	442	794	692	2469	356	8350	3292	65845	
27	Kosten des Unterbaues sammt Pilotirung fl.	4031	1318	10065	2197	2527	8000	10023	6037	9405	4071	6291	4530	12895	19901	58263	20555	162549	
28	Kosten des eisernen Ueberbaues fl.	4507	4408	4557	4675	5718	3509	9970	10278	10996	10996	20115	18246	17163	21339	40294	60081	152482	
29	Kosten der Geländer fl.	55	18	72	42	35	241	71	61	60	53	47	37	47	96	800	31	654	
30	Kosten des Brückenbelages fl.	593	614	607	776	620	833	831	971	995	1111	1559	1379	1304	1735	1644	3702	4925	
31	Gesamtkosten fl.	9186	6353	15301	7690	8900	12583	20895	17347	21456	16231	28012	24192	31409	43071	101001	84369	320610	
32	Kosten pr. m² verbauter Fläche	46	77	118	78	80	32	56	73	63	97	77	88	96	44	30	38	29	

Tabelle über Brücken der Arlbergbahn.

III. Gewölbte Brücken und Viaducte.

Laufende Nummer	Gegenstand	Viaduct über den Zappbach km 76-854	Viaduct über den Gandenbach km 78-69	Viaduct im Majenthal km 79-33	Viaduct km 79-904	Viaduct über den Wolfgruberbach km 80-090	Viaduct für den Schliertobel km 80-260	Viaduct über den unteren Mollertobel km 81-575	Viaduct km 83-544	Viaduct km 85-216	Durchlass für den unteren Klausbach km 85-282	Alfenz-Brücke km 110-889	Viaduct km 112-828	Viaduct km 118-140	Waldlitzel-Brücke km 113-37	Radonabobel-Brücke km 118-740	Höllentobel-Brücke km 121-962	Schmiedtobel km 123-063	Viaduct über den Brunnentobel km 123-843	Viaduct an der Rufe km 127-298
1	Anzahl der Oeffnungen und Lichtweite derselben in m	3×8.0	4×10.0	3×10.1 1×12	7×8.0	5×8.0	6.0	3×8.0	10.0	3×6.0	11.0	1×20.0 +2×12.0	6×8.0	8.0+ 4×5.0	41.0	20+4× 10.0	3×22+ 5×10.0	3×22+ 2×12	20+2× 12+7.0	3×12+7
2	Länge des Objectes in m	33.0	57.0	63.0	85.0	55.0	32.0	30.0	30.0	39.0	15.0	61	82.0	38	60.5	80	129	124	76	66
3	Maximale Lichthöhe " " } in der Objectsachse gemessen	9.0	13.0	13.0	5.0	12.0	5.5	11.0	12.0	6.0	7.0	15	6.0	4.5	42	12	21	54	22	5
4	Mittlere " " " }	7.0	8.0	8.0	3.0	7.0	.	7.0	.	3.0	.	8.0	4.0	2.5	.	9	15	25	18	5
5	Maximal-Gewölbastärke im Scheitel in m . . .	0.74	0.82	0.9	0.74	0.74	0.66	0.74	0.82	0.66	0.95	1.22	0.74	0.74	1.70 (3.10)	122	1.30	1.25	1.22	0.90
6	" Pfeilerstärke am Kämpfer " " . . .	1.71	2.08	2.4	1.66	1.60	.	1.68	2.0	1.32	.	4.2	1.62	2.11	.	4.1	5.6	4.6	4.02	2.40
7	Gewölbsform und Construction	Halbkreis-Gewölbe										Stiehbog. Pfeil 2-75	Halbkreis-Gewölbe							
8	Lage der Geleisachse	R.=250	Ü. B. R. =250	thl.w. i. Ü. B. R.=250	R.=250	gerade	Ü. B.	R.=300	gerade	R.=250	thl.w. Ü. B.	—	Ü. B. u. Bg. R.=400	Ü. B. R. =250	gerade	R.=350	R.=250	R.=500 u. 250	R.=400	Ü. B. R. =400
9	Verbaute Fläche in m ² (i. d. Objectsachse gemess.)	304	514	550	410	510	.	246	266	195	68	830	460	180	1186	1105	2540	3210	1035	390
10	Fundamentaushub in m ³	210	900	640	2500	656	460	160	850	250	100	1200	1440	600	1700	1164	4772	3950	1216	600
11	Böschung in m ²	70	400	.	.	45	.	.	100	60	10	.	1080	490	.	.	7.5	140	232	357
12	Hinterbeugung in m ³	180	250	250	320	100	103	90	400	67.3	53.8	560	212	100	200	935	1493	422	175	300
13	Fundamentmauerwerk u. Gewölbnachmauerung in m ³	290	760	550	700	400	30	170	137	55.6	27	445	1180	400	80	790.9	2121	1350	660.5	520
14	Häuptiges Mauer- { Bruchstein	310	570	690	790	500	300	257	950	255	47	1120	490	280	780	1295.2	3123	5166	1638	530
15	work in m ³ { Raues Schichtenmauerwerk
16	Gewölbsmauerwerk in m ³ { Bruchstein	150	268	290	365	253	606	185	246	138.3	67	420	285	140	125	266.8	204	178.3	284.3	300
17	work in m ³ { Schichtenmauerwerk	630	241.8	876.4	842.9	236.1	.
18	Reines Quadermauerwerk in m ³	13	24	26	36	25	128	13.6	18.0	13.7	6.6	22	26.5	16	29	34.3	53.4	291	32	26
19	Trockenmauerwerk in m ³	60	20	.	.	229	882	.	.
20	Mörtelpflaster in m ³	4.0	4.0	4.0	.	.	1.1	.	.
21	Gewölbsabdeckung in m ²	105	160	160	250	130	45.7	70.7	183.7	96.1	36.2	150	185	105	280	234	457.3	421.0	222.9	153
22	Gewölbsseinstützung in m	16	21	20.4	37	25.4	7.2	14.5	12.1	18.3	4.5	156	29.7	24.6	55.7	25.8	33.3	27.8	20.9	19.7
23	Gusseisen in kg.	61	122	190	150	90.0	.	60	90	60	.	70	200	100	165	279.5	539	387	205	100
24	Eiserne Geländer in m	58.6	114.1	120.8	172.4	106.0	62	57.9	75.2	73.2	29.2	1294	122	76	135	161.9	252.4	242.4	151	132
25	Kosten der Geländer in fl.	172	335	353	506	311	182	170	221	215	86	389	367	229	406	487	759	729	454	397
26	Pauschale für Erschwerisse in fl.	923	1108	111	.	323	373	.	720	442	265	2212	835	1530	1890	630	178
27	Kosten des Unterbaues fl.	9112	19021	18195	24945	15759	5085	7869	17086	6499	2455	27864	23400	9820	37503	32576	83529	105759	33131	15175
28	Gesamtkosten in fl.	9284	19356	18548	25451	16070	5267	8039	17307	6714	2511	28253	23767	10049	37909	33063	84288	106488	33535	15572
29	Kosten pro m ² verbaute Fläche in fl.	30.5	37.6	33.7	62	31.5	.	32.7	65.0	34.4	37.4	34.0	51.7	55.8	32	29.9	33.2	33.2	32.4	39.9
30	Kosten pro m mittlerer Länge	281	340	294	300	292	165	268	577	172	169	463	290	264	627	413	658	859	442	236

wurfe sollte das Bauwerk blos in Bruchstein-Mauerwerk ausgeführt werden, von welchem Vorhaben später insofern abgegangen wurde, dass in die zwei grossen Pfeiler, in Abständen von 10 zu 10 m zwei bis drei durchbindende Schichten aus grossen Steinen eingeschaltet wurden, welche auf mindestens $\frac{2}{3}$ ihrer grössten Ansichtsfläche rauh-lagerhaft bearbeitet waren.

Die grossen Pfeiler sind im ungünstigsten Falle an der Basis mit 13, am Kämpfer mit 5 kg pro Quadrat-Centimeter beansprucht; die grösste Beanspruchung der kleinen Pfeiler ist 11, die der Gewölbe 8 kg. Zur Aufstellung des eisernen Trägers war ein Gerüst erforderlich. Dieses Gerüst wurde der Pfeilermauerung vorausgehend ausgeführt und zu letzterer benützt in der Weise, dass mittelst eines, in der Mitte des Gerüsts angebrachten Aufzuges, die Baumaterialien der grossen Pfeiler — sammt deren Transportwagen — gehoben und auf den Geleisen der Gerüst-Stockwerke neben die Mauerungsstelle verführt wurden, woselbst ein Laufkahn das Wagen-Plateau abhob und auf die Mauer herabliess. Die Kosten dieses Gerüsts betragen für die Staatsverwaltung 32.000 fl. oder 3.8 fl. pro Quadratmeter Ansichtsfläche, wobei das Gerüstmaterial dem Hersteller verbleibt.

Der eiserne Ueberbau von 120 m Stützweite wiegt pro Meter 3.876 t. Der Gesamtaufwand hierfür ist 465 t Schweisseisen, 19.3 t Stahl und 2.4 t Blei; die Höhe des Trägers ist in der Mitte 16.0, an den Enden 5.25 m; die Mittel der beiden Hauptträger sind 5.4 m von einander entfernt und die Schienen liegen 2.25 m über den Träger-Lagerprismen.

Die Mauerung der grossen Pfeiler wurde im Juli v. J. begonnen und hat, bis zum Eintritt der Fröste — als sie eingestellt wurde — die beiden Hauptpfeiler auf die Höhe von 40 m gebracht; dabei war die Leistung eines Maurers $1\frac{1}{4} m^3$ pro zwölfstündiger Schicht. Die Baustelle war Nachts durch elektrisches Licht beleuchtet und die Arbeiten wurden ohne Unterbrechung betrieben. Die Eisenconstruction des Balkens — mit Ausnahme dreier holländischer und der Dirschau'er Weichselbrücke die grösste Balkenbrücke am Continent — ist heute bereits am Wege zur Baustelle und es ist zu gewärtigen, dass die Trisanabrücke schon am 1. August d. J. wird befahren werden können.

Die Kosten dieses Bauwerkes betragen 320.000 fl. d. i. pro Quadratmeter Thalprofilsfläche 29 fl. Von diesem Betrage entfallen auf die Fundamentaushübe 9500, auf das Mauerwerk 153.000, auf den eisernen Ueberbau und das Montierungsgerüste desselben 152.500 fl., endlich der Rest auf die Viaductsgeländer, die Brückenschwellen und den Bohlenbelag. Ich werde mir, nachdem ich dieses Bauwerk beschrieben habe, erlauben, nur noch einige andere, naheliegende Lösungen dieser Frage zu besprechen.

Bei Belassung der allgemeinen Anordnung wäre die nächstliegende Lösung ein Parallelträger mit „oben“ oder „versenkt“ liegender Fahrbahn gewesen; das Bauwerk würde dann aber — bei Festhaltung der Pfeilerbreiten — um 17 000 fl. theurer geworden sein.

Eine Anordnung des Trägers, ähnlich jener der Innbrücke, hätte kein Ersparniss, jedoch die grösste Stabilität geboten, wurde aber ausser Betracht gelassen, weil wir Werth darauf legten, die Fahrbetriebsmittel zwischen die

Träger ganz einzuschliessen. Fast mehr noch, als diese und ähnliche, das Detail betreffende Fragen — kamen aber auch wesentlich verschiedene Lösungen in Betracht.

Eine derselben rührt von E. H. Hoffmann in Berlin her. Hoffmann ordnet drei Stichtbogengewölbe von 80 m Spannweite und 8 m Pfeilhöhe an, welche 1 m Scheitelstärke haben und mit 60 kg pro Quadrat-Centimeter beansprucht werden. Diese Gewölbe will er nach einer, ihm patentirten Methode, mit besonders harten Klinker-Formsteinen, in Portland-Cement-Mörtel ausführen lassen. Die Pfeiler, erklärt er, nur skizzirt zu haben; sie sind ihm wenig geglückt. Herr Hoffmann steckt sich ein weites Ziel, wie unter Anderem daraus zu ersehen ist, dass die grösste gewölbte Brücke, von der die Geschichte weiss — die Addabrücke bei Trezzo — nur 72.27 m Spannweite hatte, und dass die Cabin John-Brücke, die grösste derartige Brücke der Welt, nur 69.5 m Spannweite besitzt.

Dessenungeachtet halte ich aber Gewölbe im Sinne Hoffmann's für ausführbar und ich muss gestehen, dass ich es freudig begrüssen würde, wenn Jemand ein solches Gewölbe zu Versuchszwecken ausführen liesse, da nur durch Versuche im Grossen die Statik der Bauconstructionen controlirt und die Frage der Zulässigkeit grosser Material-Inanspruchnahme geklärt werden kann.

Nehmen wir an, solche Versuche bestätigten, dass der im Zeitalter des Eisens arg vernachlässigte Gewölbebau einer weiteren Entwicklung fähig sei, so ständen wir auch vor einer neuen, höchst erfreulichen Epoche im Brückenbau. Das Eisen, das sich hier ein Feld erobert hat, das ihm seiner Zersetzbarkeit sowohl als seiner molecularen Veränderlichkeit wegen nicht gebührt, würde in jene Grenzen zurückgedrängt werden, innerhalb welchen besondere Verhältnisse, wie die Nachgiebigkeit der Widerlager, ungenügende Constructionshöhen oder grosse Spannweiten das massive Bauwerk ausschliessen.

Andere Vorschläge betrafen hohe eiserne Bogenbrücken ähnlich dem Pont Douro oder auch Balkenbrücken auf eisernen Pfeilern, Anordnungen, von welchen bei den grossen Stablängen — deren Elasticität hier in Frage kommt — wir befürchten mussten, dass sie im Winde starken elastischen Schwankungen unterliegen würden.

Nun ist zwar in solchen Fällen üblich, in der Fahrbahn einen starken continuirlichen Träger anzuordnen und gelingt es hierdurch thatsächlich, diesen Uebelstand zu ermässigen; allein ein derartiger Träger, er mag noch so sinnreich und fleissig berechnet und noch so stark dimensionirt sein, ist in Folge der Hebungen, Senkungen und Ausweichungen seiner Stützen bei den verschiedenen Belastungs- und Temperaturzuständen derart maltrairt, dass er wahrscheinlich nur von geringer Dauer sein, und sonach auch einen sehr fraglichen Sicherheitsgrad bieten wird. Die Kosten würden sich um ungefähr die Hälfte höher gestellt haben, als die unserer Balkenbrücke.*)

*) Der dem Pont Douro nachgebildete (ebenfalls eingeleisige) Garabit-Viaduct kostet trotz der niedrigen Eisenpreise Frankreichs 100 Francs pro $1 m^2$ Thalprofilsfläche. (Le Génie Civil, 1880, Nr. 1, 1882, Nr. 14 u. Wochenschrift d. ö. Ing.- u. Arch.-Ver., 1884, Nr. 19.)

Gegen einen flachen Bogen, ähnlich der Mississippi-Brücke von St. Louis, namentlich einen solchen mit versteiften Zwickeln, hätte sich wohl nichts einwenden lassen, nur wäre das Bauwerk dann um ein Bedeutendes theurer gekommen, als das ausgeführte.

Wäre uns aber die Aufgabe geworden, das Trisana-thal rasch, einfach und billig zu überbrücken, so würde ein eisernes Trestlework — ähnlich dem Kinzua-Viaducte — am Platze gewesen sein, in welchem Falle die halbe Zeit und $\frac{2}{3}$ des thatsächlich aufgewendeten Geldes ausreichend gewesen sein würden. Einer derartigen Construction kann erfahrungsgemäss der Wind nicht viel anthun und sie würde bescheidenen Ansprüchen gewiss genügt haben; allein man wünschte nicht das billigste, sondern ein starkes, dauerhaftes Bauwerk zu erlangen und hat dies — wie ich glaube — auch erhalten.

Ich kehre von dieser kleinen Abschweifung zu meinem Gegenstande zurück. Ein interessantes Bauwerk von ähnlicher Anordnung wie die Trisana-Thalbrücke ist die Brücke über die Oetzthaler Ache bei Roppen. (Tafel 15.) Diese Brücke — das bedeutendste Bauwerk unserer Thalbahn — hat eine Mittelloffnung von 80 und beiderseits eine Nebenöffnung von je 18 m Lichtweite, das Geleise liegt hier 21 m über dem Niederwasserstande der Ache. Die beiden Hauptpfeiler haben von der Basis bis zur Krönung 24 m Höhe, bei einer Stärke an der Basis von 4·5 auf 8·8, an der Krone von 2·5 auf 7·0 m. Der schotterige Untergrund der Pfeiler ist im Maximum mit 5·6, das Pfeilermauerwerk mit 8 kg pro Quadrat-Centimeter beansprucht.

Diese Pfeiler sind in Bruchstein-Mauerwerk ausgeführt und die Brücke kostet einschliesslich der Brückenschwellen und des Belages 84.400 fl. oder pro Quadratmeter Thalprofilfläche 28 fl. Die weiteren Brücken desselben Systemes: die Pitzabrücke, vier Rosanabrücken, die Stelzistobelbrücke und die Schanatobelbrücke, welche 27—42 m Stützweite haben und fünf Stück ähnliche, noch kleinere Brücken, geben mir nur zu der Bemerkung Anlass, dass bei den letzteren die Zugstreben alle steif construirt sind, eine Anordnung, die in allen Fällen erwünscht, die aber nur bei kleineren Trägern ohne Mehrkosten erreichbar ist.

Gewölbte Brücken und Viaducte.

Diese Bauwerke bilden ein Charakteristikon der Gebirgsstrecke der Arlbergbahn und stellen letztere dem Meisterstücke der österreichischen Techniker, der Semmeringbahn, würdig zur Seite.

Das nennenswerthe derartige Bauwerk ist die Wäldlitobel-Brücke bei Klösterle (Tafel 17), welche Brücke mit einem einzigen, nicht ganz halbkreisförmigen Gewölbe von 41 m Lichtweite und einer 8 m weiten Nebenöffnung eine 50 m tiefe Felsschlucht daselbst überschreitet. Diese Brücke ist durch ihre Spannweite ausgezeichnet, welche von keiner gewölbten Eisenbahnbrücke in Oesterreich und in Deutschland erreicht wird.

Doch finden wir Strassenbrücken grösserer Spannweite und gebührt hiervon in Oesterreich der Stefansbrücke der erste Rang, welche Brücke in den Jahren 1842—1846

auf der Strecke Innsbruck-Matrei der Brennerstrasse erbaut wurde und welche ein Gewölbe aus Quadern in nahezu voller Halbkreisform von 43·62 m Lichtweite hat.

Die grössten gewölbten Eisenbahnbrücken aber sind bekanntlich die Marnebrücke bei Nogent mit 50·0 und der Ballochmyle-Viaduct in Schottland mit 55·2 m Lichtweite.

Das Gewölbe der Wäldlitobel-Brücke ist im Scheitel 1·7, im Kämpfer 3·1 m stark; die Breite ist an ersterer Stelle 4·5, an letzterer 6·0 m; das Gewölbe ist mit grossen, sehr rauh, aber doch annähernd im Fugenschnitt bearbeiteten Steinen in Cementkalk-Mörtel gemauert. Die grösste Inanspruchnahme des Gewölbmaterials beträgt 14 kg pro Quadrat-Centimeter.

Das Lehrgerüste erforderte sammt seinem Unterbau 180 m³ Holz und 4 t Eisen und kostete abzüglich des verbleibenden Materialwerthes pro Quadratmeter der vom Gewölbe begrenzten Profilfläche 8·90 fl. Die Gesamtkosten dieser Brücke betragen, einschliesslich des Bahnschotters und der Geländer 37.900 fl. oder pro Quadratmeter der Thalprofilfläche 32 fl. Eine eiserne Balkenbrücke würde hier ungefähr 28 fl. pro Quadratmeter der Thalprofilfläche gekostet haben.

Zunächst der Wäldlitobel-Brücke verdient der Schmiedtobel-Viaduct (Tafel 17) genannt zu werden. Dieser über eine 114 m weite und 56 m tiefe Felsschlucht gebaute Viaduct hat drei Halbkreisgewölbe von 22 m und auf beiden Seiten daran anschliessend ein ebensolches Gewölbe von 12 m Lichtweite. Die grossen Gewölbe ruhen auf zwei Pfeilern von 53 bzw. 57 m Höhe zwischen Basis und Schwellenhöhe, welche an der Basis 6·5 m Länge und 11·7 m Tiefe, am Kämpfer 4·6 m Länge und 4·5 m Tiefe haben. Die grossen Pfeiler wurden in Bruchstein-Mauerwerk ausgeführt, in das in Abständen von 10 zu 10 m je zwei durchlaufende Doppel-Quaderschichten eingeschaltet sind; die grossen Gewölbe haben 1·25 m Stärke im Scheitel und 2·30 m Stärke am Kämpfer; sie werden gleich dem Gewölbe der Wäldlitobel-Brücke ausgeführt werden. Die grösste Inanspruchnahme der Pfeiler beträgt 11, die der Gewölbe 10 kg pro Quadrat-Centimeter; die Gesamtkosten des Viaductes — der ein Gegenstück zum Pompadour-Viaduct bildet — betragen 106.500 fl. d. i. pro Quadratmeter der Thalprofilfläche 33 fl., während hier die Baukosten einer eisernen Balken- oder Bogenbrücke ungefähr 28 fl. betragen haben würden.

Die Brücke über die Alfenz bei Langen dann die Brücken über den Radona-, den Höllen- und den Brunnetobel sind der Schmiedtobel-Brücke ziemlich ähnlich, nur sind die Thäler, welche damit übersetzt werden, bloss 12—22 m hoch. Die Baukosten letzterer Brücken betragen — bei Beibehaltung der früheren Reihenfolge — 33·5, 29·9, 33·2 und 32·4 fl. pro Quadratmeter der Thalprofilfläche. Von diesen Brücken ist die interessanteste jene über die Alfenz, weil die drei Gewölbe derselben, von welchen zwei je 16, eines 20 m Lichtweite haben, in Bruchstein-Mauerwerk aus ziemlich plattenförmigen aber nicht eigens angearbeiteten Steinen ausgeführt sind, welche Ausführungsart allen Ansprüchen genügt. Der Schluss der grösseren Gewölbe erfolgte bei allen Brücken an drei Stellen gleich-

zeitig, wie dies aus der Zeichnung der Wäldlitobel-Brücke (Tafel 17) ersichtlich ist, wodurch das Mauerwerk von den Setzungen der Lehrgerüste unabhängig ward. Die Lehrgerüste bleiben bis zur Erhärtung des Mörtels u. zw. mindestens sechs Wochen nach Gewölbbsschluss ungeändert unter dem Gewölbe.

Die Oberfläche der Nachmauerung wird bei allen Gewölben — auch bei denen kleiner Durchlässe — durch eine Schichte von Ponticement gegen durchsickerndes Wasser gedichtet, ein Vorgang, der sich als sehr zweckmässig erwies.

Auf den Rampenstrecken kamen ausser den besprochenen gewölbten Brücken grosser Spannweiten noch 18 typengemässe Viaducte mit zusammen 73 Oeffnungen von 4—12 m Lichtweite zur Ausführung, zu welchen Herstellungen auch die früher erwähnten gewölbten Nebenöffnungen der Innbrücke von Landeck, dann der Trisana-Thalbrücke und die Sparbögen bei den besprochenen Brücken zu zählen sind, so dass die Gesamtlänge an solchen typengemässen, gewölbten Viaducten der Rampenstrecken 1140 m beträgt, wozu noch 360 m Stützmauern mit Strebepfeilern und Sparbögen kommen. Die Kosten der typengemässen Viaducte betragen einschliesslich des Schotterbettes und der Geländer pro Quadratmeter der Thalprofilsfläche 30 und pro Längener 320 fl., welcher Preis die Durchschnittskosten des Bahnkörpers (136 fl.) um 135 % übersteigt, und um 16 % billiger, als der Preis eines Meters Tunnel ist.

Die Ausführung der Pfeiler solcher Viaducte erfolgt in der Regel in einem gebölbten Schachte, der so tief geteuft wird, bis man vollkommen verlässlichen Baugrund antrifft. Das Aushubmaterial bleibt hierbei gewöhnlich unverwendet, was die Bau-Ausführung besonders vereinfacht. Die ganze Ausführung ist eine wenig zeitraubende, einfache und gefahrlose und empfiehlt sich daher, Gebirgsbahnen so zu traciren, dass von solchen Bauten umfassender Gebrauch gemacht werde, wenn hiedurch grössere Erdbewegungen in der zu Rutschungen geneigten Bodenoberfläche, wenn grosse Steinsätze, Trockenmauern, Futtermauern oder Stützmauern vermieden oder vermindert werden können.

Aquäducte, überwölbte Einschnitte, Schutzdächer.

An Aquäducten sind neun, u. zw. ostseits der Rauries-, der Moltertobel-, der Klausbach-Aquäduct und der Aquäduct bei km 89, westseits ist der Simastobel-, Wildentobel- und der Mühlentobel-Aquäduct, ferner sind bei km 120.3 und 125.3 zwei solche Bauwerke zur Ueberführung von Lawinen und als Holzriesen zur Ausführung gelangt. Die Länge der Aquäducte schwankt von 5—28 und beträgt in Summa 143 m. Die Kosten betragen ohne die weitgehenden Bachregulirungen, bei den unter Bachbetten errichteten Aquäducten pro Meter 1600 fl.

An überwölbten Einschnitten kamen auf der Westseite sechs Stück vor, u. zw. sämmtliche in der Strecke von km 123—128, in der Länge von 4—54 und der Gesamtlänge von 151 m. Das Meter hievon kommt ungefähr auf 470 fl. Solche Bauwerke gelangten zur Abstützung des Terrains als Mittelglied zwischen hohen Futtermauern und wenig überdeckten Tunneln, sowie auch zur Ueberführung von Holzriesen und Lawinengängen zur Ausführung. Schnee-

schutz-Galerien kommen vorerst nur an zwei Stellen, zwischen Klösterle und Dalaas, in der Gesamtlänge von 160 m zur Ausführung. Die Mehrkosten dieser Herstellung betragen pro Meter 185 fl. Diese Dächer bestehen in einem hölzernen, durch verzinktes Eisenblech abgedeckten Düppelboden und sind für die Last von 3 t pro Quadratmeter berechnet.

Ich habe bei Besprechung der Erdarbeiten der Schwierigkeiten erwähnt, mit welchen die Ausführung der Fundamente für Aquäducte und überwölbte Einschnitte zu kämpfen hat und habe ferner bei den Wandmauern die zeitraubenden, kostspieligen Vorgänge erörtert, welche eingehalten werden müssen, um Bewegungen im Gebirge hintanzuhalten. Ein, dem dort beschriebenen, ganz ähnlicher Vorgang ist nun bei Ausführung der gegenständlichen Objecte einzuhalten, nur ist die Durchführung hier doppelt so lästig — wie die Zeichnungen (Tafel 14) entnehmen lassen. Bei diesen Bauwerken empfiehlt sich entschieden die Widerlager bergmännisch auszuführen, was theilweise auch geschah.

Kleine Tunnel.

An kleinen Tunneln kommen neun eingeleisige und zwar ostseits der 212 m lange Weinzierl- und der 36 m lange Moltermur-Tunnel, westseits zwischen Dalaas und Bratz sieben Tunneln von 69—202 m Länge, zusammen also 1169 m Tunnel vor. Diese Tunnel liegen im Allgemeinen in festem Gebirge, werden muthmaasslich dessenungeachtet aber durchwegs ausgemauert werden müssen. Die durchschnittliche Mauertypen ist auf Tafel 14 dargestellt, wobei die Stärke im Scheitel 50, in Schwellenhöhe 120 cm beträgt. Der Durchschnittspreis pro Meter Tunnel einschliesslich der Nischen, Portale und des Schotterbettes ist 380 fl. Das Mauerwerk ist aus plattenförmigen Steinen hergestellt und es wurden die Widerlager an das Gebirge satt angemauert, während in den Gewölben der Mehrausbruch über das Profil in der Regel trocken ausgeschichtet ist und nur auf $\frac{1}{10}$ der Länge wurde auch das Gewölbe an das Gebirge satt angemauert. Ausführungen in Portland-Cement-Mörtel und Quadergewölbe kamen nicht vor.

Bei diesen Tunneln war der tägliche Fortschritt im Sohlstollen pro Angriffsstelle durchschnittlich 0.8 m und die Leistung vom Beginne der Stollenherstellung bis zur Vollenendung der betreffenden Tunnelstrecke war 0.22 m pro Tag.

Arlbergtunnel.

Letzterer ist 10.250 m lang und wird ganz ausgemauert. Die durchschnittliche Mauerungstypen der Osthälfte hat (Tafel 14) 0.9 m Scheitelstärke und 1.45 m Stärke in der Schwellenhöhe ohne ein Sohlgewölbe, die der Westseite 1.0 m Scheitelstärke und 1.55 m untere Stärke, überdies aber mit einem 0.80 m starken Sohlengewölbe, wobei alles Mauerwerk in Bruchsteinen mit Cementkalkmörtel und die Hintermauerung der Gewölbe auf der Ostseite trocken, auf der Westseite in Cementmörtel gedacht ist.

Diese vermittelten Typen umfassen sonach ebensowohl die leichten Verkleidungen als die schweren Profile mit Sohlengewölben der Ostseite, sowie auch die schweren Profile der Westseite, von welchen 30 % der Tunnellänge in

Mörtel hintermauerte Gewölbe, ferner 7 % der Tunnellänge Quadergewölbe und ein Theil auch Quaderwiderlager erhalten hat, und von welchen überdies 11 % der Tunnellänge in Mörtel aus Portland-Cement ausgeführt wurden. Auch ist hierbei auf die theilweise oder gänzliche Reconstruction von 10 Ringen der Westseite Rücksicht genommen, welche in Folge von Verdrückungen erforderlich war.

Solchen Verdrückungen wurde im weiteren Verlaufe des Baues durch entsprechende Vorschriften über den Baubetrieb, durch stärkere Profile und ferner durch Entwässerungstollen vorgebeugt, von welchen letzteren man an besonders nassen Stellen 20 Stück durchschnittlich 18 m weit in die Tunnelwandungen getrieben hat, wodurch die Ursache des Druckes — das Wasser — unschädlich abgeführt wurde.

Die Kosten des Unterbaues eines Meters Tunnel werden ungefähr 1893 fl. betragen, wovon auf die Installationen 165 fl., auf den Sohlstollen einschliesslich der Prämien und den Firststollen 365 fl. und auf den Ausbruch, die Mauerung, das Schotterbett und Unvorgesehenes 1363 fl. entfallen.

Der durchschnittlich tägliche Fortschritt vom Beginne bis zum Durchschlag des Sohlstollens war 8.27 m für beide Orte zusammen; die durchschnittliche Leistung beider Orte vom Beginn des Sohlstollens bis zur Vollendung des Unterbaues wird 7.22 m Tunnel betragen. Würde der Sohlstollen, anstatt mit Maschinen, von Hand, mit einem täglichen Fortschritt von 1.4 m pro Ort ausgeführt worden sein, so würden sich die Kosten des Tunnels um ungefähr 20 % verringert haben, während der Zeitaufwand statt 3.9 Jahre 10.5 Jahre geworden wäre, aus welchem Anlasse — wenn das Plus der Intercalarzinsen berücksichtigt wird, welche im ersten Falle 2.5, im zweiten 4.3 Millionen Gulden betragen — der genannte Procentsatz der Ersparungen sich auf 10 % ermässigt haben würde. Der maschinelle Bohrbetrieb ist eben vom Standpunkte der Bauökonomie allein nicht vorthellhaft. Der Arlbergtunnel ist billiger als der Mont-Cenis-Tunnel; ob derselbe auch billiger sein wird, als der Gotthardtunnel, wird von dem Verlaufe der schwebenden Austragungen zwischen Favre und der Direction der Gotthardbahn abhängen.

Die Erprobung der inländischen hydraulischen Bindemittel bezüglich ihres Verhaltens im Seewasser.

Bericht, erstattet von **Friedrich Böhm**, Ober-Inspector der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft, Leiter des Triester Hafenbau's.

Der österr. Ingenieur- und Architekten-Verein hat durch die im Jahre 1877 erfolgte Creirung des Cement-Comité's nicht nur dem Bauwesen überhaupt einen grossen Dienst geleistet, sondern auch auf die Erzeugung dieses wichtigen Fabrikates einen befruchtenden Einfluss geübt. Die von dem Comité verfassten Bestimmungen für die einheitliche Benennung, Lieferung und Prüfung der zu Bauzwecken verwendeten Bindemittel bilden heute das ständige Vademecum sowohl für den Producenten, als auch Consumenten und setzen beide in den Stand, das Erzeugniss vor der Anwendung zu prüfen, um sich im Vorhinein von dem Grade seiner Güte die richtige Ueberzeugung zu verschaffen.

Diese Prüfung bezieht sich jedoch vorzugsweise auf das Verhalten der Bindemittel im Süsswasser, da mit diesem ausschliesslich der bei Land- und Wasserbauten verwendete Mörtel angemacht wird. Anders ist es bei Seebauten, wo aus triftigen Gründen dem Meerwasser der Vorzug gegeben wird.

Ueber das Verhalten der Bindemittel diesem gegenüber fehlen die Erfahrungen so gut wie gänzlich und haben zur natürlichen Folge die Anwendung ausländischer Erzeugnisse, über welche nach der gedachten Richtung bereits vieljährige Erfahrungen vorhanden sind. So kam es, dass bei den inländischen Seebauten die Santorin-Erde bis zum Jahre 1868 ausschliessliche Verwendung gefunden und dass man sich bei dem grössten Seebau Oesterreich's, dem im verflossenen Jahre beendigten Hafen von Triest, nur des hydraulischen Kalkes aus Frankreich (Lafarge du Theil) bedient hat.

Bei der Wichtigkeit des grossartigen Baues und bei dem adoptirten System der künstlichen Blöcke musste man

bei der Wahl des Bindemittels mit der grössten Vorsicht zu Werke gehen und entschied sich schliesslich für das obgenannte Fabrikat, weil dasselbe seit länger als einem halben Jahrhundert in zahlreichen Häfen des Mittelmeeres mit vorzüglichem Erfolge angewendet worden ist. In der That bewährte sich die Güte des Materials auch bei dem Triester Hafen in so hohem Grade, dass die k. k. Seebehörde zu den Bauten der österreichischen Hafenplätze neben der von alter Gepflogenheit herrührenden Santorin-Erde, auch die Verwendung des französischen Kalkes gestattete.

Bei so bewandten Umständen läuft unser einheimisches Product Gefahr, von der Verwendung bei Seebauten ganz ausgeschlossen und durch fremde Erzeugnisse verdrängt zu werden, eine Gefahr, die mit einer empfindlichen Schädigung unseres Nationalreichthum's verbunden ist. Die Grösse dieser Schädigung lässt sich leicht in Ziffern ausdrücken, wenn wir die Summen zusammenstellen, welche nur in den letzten 30 Jahren (1854—1883) für den Ankauf ausländischer Bindemittel bei Ausführung von Hafen-, Ufer-, Schutz- und Hochbauten in den Seeplätzen des Küstenlandes und Dalmatiens ausgegeben worden sind.

Diese Ausgaben können nur für den von der Südbahn-Gesellschaft bei dem Triester Hafenbau verwendeten französischen Kalk und für die von der k. k. Seebehörde angekaufte Santorin-Erde genau bestimmt werden.

Der bei dem Triester Hafen verwendete Kalk beträgt 20.171 Tonn. und entspricht einem Werthe von 444.000 fl. österr. Währ.

Der von der k. k. Seebehörde besorgte Ankauf von Santorin-Erde ist in dem von derselben veröffentlichten Werke: „Die Oesterr. See-Verwaltung, Triest 1882“, ent-

halten und erreicht für das Küstenland und Dalmatien die Summe von fl. 516.600.—*)

Was die Ausgaben der übrigen Consumen-
ten von Santorin-Erde betrifft, so
können dieselben, nach den einge-
zogenen Erkundigungen, wie folgt be-
ziffert werden:

- | | |
|---|---------------|
| a) Die k. k. Kriegsmarine in Pola mit | „ 1,300.000.— |
| b) die grossen maritimen Etablissements
in Triest, Fiume und anderen Hafen-
plätzen mit | „ 150.000.— |
| c) Alter und neuer Hafen in Fiume . . | „ 230.000.— |
| d) Private, Schiffswerften u. A. . . . | „ 59.400.— |

Somit zusammen fl. 2,256.000.—

diesem die obige Summe für franz. Kalk von „ 444.000.—
hinzugefügt, finden wir die Totalsumme von fl. 2,700.000.—
welche in den letzten 30 Jahren (1854—1883) für den
Ankauf von hydraulischen Bindemittel in's Ausland ge-
wandert ist.

Es ist nicht zu läugnen, dass diese Summe, welche
übrigens zu nieder gegriffen sein dürfte, von einer äusserst
geringen Bauhätigkeit in den Häfen der Adria Zeugnis
gibt. Diese Thätigkeit wird jedoch in unserer Zeit eine be-
deutend grössere werden, da mit der Zunahme der Bahnen
in Croatien und Dalmatien auch die von denselben berührten
Hafenpunkte des Küstenlandes einer modernen Umgestaltung
unterzogen werden müssen, um dem Handel die grossen
Vorteile eines directen Verkehrs zwischen Bahn und Schiff
zu verschaffen, ganz abgesehen von Triest und Fiume, den
zwei bedeutendsten Hafen-Anlagen Oesterreich-Ungarn's,
welche mit Rücksicht auf die zu gewärtigende Aufhebung
des Freihafens noch eine weitläufige Ergänzung der gegen-
wärtigen Hafenanlagen erheischen werden. Es ist daher
keine Frage, dass noch viele Millionen für den Ankauf
von hydraulischen Bindemitteln in das Ausland zu wandern
bestimmt sind, sobald an dem bisherigen Bezuge derselben
aus der Fremde festgehalten wird.

Dieses zu verhindern ist die Aufgabe, welche sich die
Leitung des Triester Hafenbau's gestellt hat. Das Mittel
zur Erreichung dieser Aufgabe besteht in der Prüfung der
einheimischen hydraulischen Kalke bezüglich deren Ver-
haltens im Seewasser, um den Grad ihrer Concurrenz-
fähigkeit gegenüber den Erzeugnissen des Auslandes sicher-
zustellen.

Diesem Ideengange folgend, wendete sich die Bau-
leitung im Jahre 1881 an den österr. Ingenieur- und
Architekten-Verein mit dem Ersuchen, die renommiertesten
Kalkfirmen des Innlandes einzuladen, Muster ihrer hydrau-
lischen Erzeugnisse nach Triest zu senden, um dieselben
bezüglich ihres Verhaltens im Seewasser einer Prüfung zu
unterziehen. Der Verwaltungsrath beeilte sich, dem gestellten
Ansuchen zu willfahren, jedoch nicht ohne vorher die Ansicht
des Cement-Comité's über die fragliche Angelegenheit ein-

geholt zu haben. Dieses begrüsst die angeregte Idee im
Interesse der einheimischen Kalk-Industrie auf das Wärmste
und legte einen grossen Werth auf die Durchführung von
Parallelproben zwischen den einheimischen Cementen und
den bisher beim Triester Hafenbau verwendeten „Chaux
hydraulique von Lafarge du Theil“. Nur wurde
der Wunsch ausgesprochen, dass das hiebei zu beobachtende
Verfahren im Einklange mit den von dem Verein adoptirten
Bestimmungen für hydraulische Bindemittel eingehalten und
die Erprobung der einlangenden Muster auf Zug- und
Druckfestigkeit bei gleichzeitigen Parallelproben über das
Verhalten im Süss- und Seewasser vorgenommen werden
möge.

Diesem Wunsche wurde nur theilweise entsprochen
und glaubte man von der Untersuchung der Bindemittel
bezüglich ihres Verhaltens im Süsswasser, sowie bezüglich
ihrer Druckfestigkeit Umgang nehmen zu können; — von
der ersteren, weil dieselbe schon oft genug constatirt worden
ist und von der letzteren, weil mit Rücksicht auf die Ver-
wendung hydraulischer Bindemittel für Mauerung im Meere
weniger der Grad der Festigkeit als vielmehr das Verhalten
des Kalkes gegen die chemische Wirkung des Seewassers
Berücksichtigung verdient. Dazu kommt noch, dass die Zug-
festigkeit einen genügenden Schluss auf die Druckfestigkeit
zulässt, deren Bestimmung mit kostspieligen Apparaten
und schwieriger Ausführung der Proben verknüpft ist. In
Erwägung dieser verschiedenen Momente wurde daher die
Prüfung der zu untersuchenden Bindemittel auf die Con-
statirung der Zugfestigkeit, sowie auf das Verhalten im
Seewasser beschränkt.

Die von dem österr. Ingenieur- und Architekten-
Verein an die namhaftesten Cementfabrikanten Oesterreich's
gerichtete Einladung, Proben ihrer hydraulischen Kalke,
bezw. Cementkalke und Roman-Cemente zu obgedachtem
Zwecke an die Hafenbauleitung in Triest zu senden, wurde
von neun Firmen befolgt, deren mehrere ausser den ob-
genannten Fabrikaten auch Portland-Cemente gesendet
haben. Die eingelangten Proben waren von einem amtlichen
Ursprungs-Certificate, sowie in der Regel von der chemi-
schen Analyse begleitet.

Die in Zuschriften enthaltenen Analysen der einzelnen
Fabrikate (auf 100 Theile) sind wie folgt:

Post 1. Hydraulischer Cement.

Kieselsäure	24.02 %
Thonerde	9.01 „
Eisenoxyd	2.21 „
Manganoxyd	2.18 „
Kalk	58.02 „
Magnesia	1.08 „
Alkalien	0.63 „
Kohlensäure	2.65 „
Fehler	0.20 „
	100.00 %

Post 2. Hydraulischer Kalk.

Auf den wasserfreien Zustand berechnet bei 70° ge-
trocknet.

*) Diese Summe vertheilt sich wie folgt:

Ankauf in den Jahren 1854—81	fl. 388.200.—
„ im Jahre 1882	„ 20.900.—
„ für auszuführende Projecte	„ 157.500.—
Zusammen wie oben fl. 516.600.—	

Kieselsäure	29.40 %
Thonerde	5.70 "
Eisenoxyd	4.80 "
Kalk	55.70 "
Magnesia	3.25 "
Kali und Natron	1.15 "
	<u>100.00 %</u>

Post 3. Cementkalk.

	I	II	III	Durchschnitt
In Salzsäure löslich	Kieselsäure . . . 16.51 %	14.5 %	20.9 %	17.3 %
	Thonerde . . . 10.74 "	5.5 "	8.1 "	8.11 "
	Kohlens. Kalkerde 63.34 "	64.0 "	57.0 "	61.44 "
In Salzsäure unlöslich	Bittererde . . . 4.17 "	6.3 "	4.0 "	4.82 "
	Thonerde . . . 3.10 "	1.5 "	0.3 "	1.63 "
	Eisenoxyd . . . 2.11 "	5.2 "	8.7 "	5.33 "
	Wasser-Organisch. 0.03 "	3.0 "	1.0 "	1.33 "
	<u>100.00 %</u>	<u>100.0 %</u>	<u>100.0 %</u>	<u>99.96 %</u>

	Post 15. Portland-Cement schnell bindend	Post 16. Portland-Cement langsam bindend	Post 5. Cementkalk
Kalk	61.48 %	60.39 %	44.32 %
Kieselsäure	23.93 "	23.88 "	27.20 "
Thonerde	6.62 "	6.67 "	10.33 "
Eisenoxyd	2.94 "	2.72 "	
Magnesia	1.74 "	1.46 "	
Alkalien	1.78 "	1.63 "	
Schwefelsaur. Kalk	1.04 "	2.48 "	nicht bestimmt
Organ. Substanzen, Wasser etc.	1.10 "	1.40 "	7.24 "
	<u>100.63 %</u>	<u>100.63 %</u>	<u>89.09 %</u>

Post 6. Cementkalk.

In Salzsäure löslich	Kalkerde	55.32 %
	Bittererde	1.50 "
	Thonerde	7.60 "
	Eisenoxyd	5.12 "
	Kohlensäure	3.70 "
	Schwefelsäure	1.96 "
	Kali	0.62 "
	Natron	0.88 "
In Salzsäure unlöslich	Kieselsäure	21.84 "
	Thon und Sand	1.30 "
		<u>99.84 %</u>

Post 7. Cementkalk.

In 100 Theilen der Substanz sind enthalten:

Hygroskopisches Wasser	1.21 %
Chemisch gebundenes Wasser	1.29 "

In heisser Salzsäure löslich:

Kohlensaurer Kalk	64.39 "
Kohlensaure Magnesia	1.63 "
Kohlensaures Eisenoxydul	—
Eisenoxyd	1.92 "
Thonerde	2.57 "
Phosphorsäure	0.06 "
Schwefelsäure	0.02 "
Kali	0.32 "
Natron	0.24 "

In heisser Salzsäure unlöslich:

Eisenoxyd	0.54 "
Thonerde	3.30 "

Magnesia	0.28 %
Kali	0.70 "
Natron	0.08 "
Kieselsäure	21.75 "
	<u>100.30 %</u>

Post Nr. 8. Roman-Cement.

Kieselsäure	30.65 %
Thonerde	9.40 "
Eisenoxyd	4.59 "
Kalk	35.10 "
Magnesia	18.38 "
Alkalien	0.65 "
Schwefelsäure	1.23 "
	<u>100.00 %</u>

Post Nr. 17. Portland-Cement. Post Nr. 9. Roman-Cement.

Kieselsäure	19.833 %	21.550 %
Thonerde	8.780 "	11.638 "
Eisenoxyd	3.613 "	9.707 "
Kalkerde	63.924 "	47.710 "
Magnesia	1.996 "	3.983 "
Kali	0.823 "	1.406 "
Natron	0.302 "	0.509 "
Schwefelsäure	0.617 "	4.049 "
	<u>99.888 %</u>	<u>100.552 %</u>

Post 10. Lafarge du Theil (Viviers, Frankreich).
Hydraulischer Kalk, analysirt im Jahre 1873 von Vierthaler, Professor der Chemie an der k. k. Akademie für Handel und Nautik in Triest.

Kohlensäure	5.23 %
Wasser	5.67 "
	<u>10.90 %</u>

In Chlorwasserstoff löslich:

Eisenoxyd	0.12 %
Schwefelsäure	1.75 "
Kieselsäure	6.04 "
Thonerde	8.27 "
Kalk	57.02 "
Magnesia	3.94 "
	<u>77.14 %</u>

In Chlorwasserstoff unlöslich:

Kieselerde	10.29 %
Thonerde	0.95 "
	<u>11.24 %</u>
	<u>98.28 %</u>

Post Nr. 11. Santorin-Erde. (Insel Santorin, Griechenland.) Analyse, entnommen der „Allgemeinen Bauzeitung“ (siehe Jahrgang 1848 „Die Insel Santorin im griechischen Archipelagus etc.“).

Chemische Analyse.

Kieselerde	64.48 %
Eisenoxydul	3.83 "
Thonerde	11.28 "
Kalkerde	4.12 "
Magnesia	1.11 "
Manganoxydul	0.46 "
Hygroskopisches Wasser	2.31 "
Organische Substanz	4.42 "
Kali	5.49 "
Natron	2.27 "
	<u>99.77 %</u>

Die mit den Erzeugnissen der obgenannten Fabriken, sowie mit dem französischen Kalke und der Santorin-Erde angestellten Parallel-Versuche beziehen sich, wie oben erwähnt, auf die Bestimmung der Zugfestigkeit und auf das Verhalten im Seewasser. Wir sprechen von jedem einzeln.

1. Bestimmung der Zugfestigkeit.

Die Proben auf Zugfestigkeit wurden im Einvernehmen mit der Hafenbauleitung von Herrn Josef Krause, Sections-Ingenieur der Südbahn und Bauleiter-Stellvertreter, im Sinne der von dem Ingenieur- und Architekten-Vereine adoptirten Bestimmungen des Cement-Comité's mit aller Genauigkeit ausgeführt. Zur Anfertigung der Normalkörper benützte man Meerwasser und zu deren Zerreißung eine Michael'sche Maschine. Die Proben wurden mit 11 Sorten Cementkalk und 6 Sorten Portland-Cement vorgenommen und sind deren Resultate in anliegender Tabelle I verzeichnet.

Zu der Tabelle ist Folgendes zu bemerken:

Ad A. Die in der Frühe geformten Probekörper konnten bereits Nachmittags aus den Formen gelöst werden. Sämmtliche Proben wurden nach 24 Stunden in's Meerwasser gelegt. Die für $\frac{1}{2}$ und 1 Jahr bestimmten Körper wurden die ganze Zeit im offenen Meere aufbewahrt und zeigten nach der Herausnahme noch immer scharfkantige Formen. Bemerkenswerth ist, dass dieselben aus dem Meerwasser genommen, sehr bald (nach 30 Minuten) trocken waren.

Ad B. Der hydraulische Kalk von Lafarge du Theil wurde dem Dépôt des Hafenbaues entnommen, und zwar für jede Probe aus einem anderen Sacke. Die in der Frühe geformten Probekörper konnten auch schon Nachmittags aus den Formen gelöst werden.

Die Santorin-Erde wurde aus dem Dépôt der k. k. Seebehörde bezogen, musste jedoch, weil sehr grobkörnig, für die Versuche zuvor gesiebt werden. Das Mischungsverhältniss war: 5 Theile Fettkalk und 14 Theile Santorin-Erde ohne Zugabe von Sand. Die Probekörper mussten 24 Stunden in den Formen gelassen werden und waren auch dann noch ganz weich. Zugleich waren sie aber so geschwunden, dass ringsherum zwischen Form und Probekörper ca. $\frac{1}{2}$ mm Spielraum entstanden war. In das Meerwasser konnten sie erst nach weiteren 24 Stunden (also nach 48 Stunden) gelegt werden.

Ad C. Die Probekörper mussten 24 Stunden in den Formen gelassen werden und waren auch dann noch nicht besonders hart. Sie wurden gleichfalls nach weiteren 24 Stunden in's Meerwasser gelegt und erst zur Zeit der Prüfung wieder herausgenommen. Die für $\frac{1}{2}$ und 1 Jahr bestimmten wurden ebenfalls im offenen Meere aufbewahrt. Sämmtliche Probekörper blieben nach der Herausnahme aus dem Meerwasser noch längere Zeit (ca. 1 Stunde) feucht.

Auf die Analyse der in der Tabelle zusammengestellten Resultate übergehend, finden wir sofort, dass das Gewicht der Probekörper (mit wenigen Ausnahmen) im Verhältnisse der Zeitdauer wächst. Was die Zugfestigkeit der Cementkalke betrifft, so nimmt dieselbe ebenfalls im Verhältnisse der Zeitdauer zu, mit Ausnahme von Post Nr. 1, 2, 4, 7, 8, deren Probekörper nach 6 Monaten den höchsten Grad der Zug-

festigkeit erreichen und in fernerem 6 Monaten einen geringen Bruchtheil derselben einbüßen.

Diese (uns schwer erklärliche) Erscheinung beobachteten wir auch bei der Santorin-Erde, müssen jedoch bemerken, dass diese unter allen untersuchten Bindemitteln die höchste Zugfestigkeit aufweist. Was die Festigkeit nach 12 Monaten des zweiten ausländischen Erzeugnisses, des uns hier besonders interessirenden hydraulischen Kalkes aus Frankreich betrifft, so wird diese (16'965 kg) von den inländischen Cementkalken Post Nr. 7 (18'025 kg), Post Nr. 9 (17'803 kg), Post Nr. 6 (17'403 kg) und Post Nr. 4 (17'273 kg) übertroffen, befindet sich in gleicher Höhe mit der Post Nr. 3 (16'960 kg) und steht höher als die Post Nr. 1 (16'838 kg), Post Nr. 5 (15'885 kg), Post Nr. 8 (13'895 kg) und Post Nr. 2 (13'840 kg). Mit Ausnahme der vier Letztgenannten, können die übrigen als dem französischen Kalk vollkommen ebenbürtig bezeichnet werden. Uebrigens würde unseres Erachtens auch von diesen vier Fabrikaten das Gleiche gelten, wenn dieselben statt schnell bindend, langsam bindend wären.

Was den so wichtigen Factor des Preises betrifft, so ist, wie aus der Tabelle I erhellt, der französische Kalk theurer, als die übrigen, mit nur zwei Ausnahmen. Die inländischen Cementkalke verdienen demnach nicht nur wegen der Güte, sondern auch wegen des Preises den Vorzug vor den französischen.

Wir haben noch von der Zugfestigkeit der Portland-Cemente zu sprechen. Diese ist weniger befriedigend, als die der Cementkalke, namentlich mit Rücksicht auf den bedeutend höheren Preis der ersteren. Die grösste Festigkeit zeigt der Portland-Cement, Post Nr. 14 (20'171 kg), ohne übrigens die der Santorin-Erde (20'948 kg) zu erreichen; dann kommen der Reihe nach der langsam bindende, Post Nr. 15 (18'280 kg), Post Nr. 12 (17'205 kg), Post Nr. 16 schnell bindend (16'738 kg), Post Nr. 17 (16'415 kg) und Post Nr. 13 (14'871 kg).

Die Parallele zwischen den Portland-Cementen und den Cementkalken lässt uns von den ersteren nur zwei finden mit höherer Zugfestigkeit, als die der letzteren und zwar Post Nr. 14 (20'171 kg) und Post Nr. 15 langsam bindend (18'280 kg), während die übrigen von den Festigkeiten der Cementkalke erreicht, theilweise sogar überboten werden. An Festigkeit gleichartig finden wir:

Den Portland-Cement Post Nr. 12 (fl. 43'25) mit dem Cementkalk Post Nr. 4 (fl. 19'00), den Portland-Cement Post Nr. 16, schnell bindend, (fl. 33'00) mit dem Cementkalk Post Nr. 1 (fl. —).*)

Man erkennt hieraus, dass die ökonomischen Rücksichten bei grossem Sandzusatz zur vorzugsweisen Anwendung von Cementkalken führen.

2. Verhalten im Seewasser.

Um das Verhalten der eingesendeten Cementkalke und Portland-Cemente im Meerwasser kennen zu lernen, wurde von jeder Gattung 1 Probekörper von 15 cm Seitenlänge angefertigt. Die Mischung des Mörtels wurde genau nach den

*) Der Preis dieses Fabrikates wurde von dem Erzeuger nicht bekanntgegeben.

I. Resultate der Zugfestigkeits-Versuche mit Cementkalcken und Portland-Cementen.

Post-Nr.	Fabriksort	Benennung des Bindemittels	Preis pro 1000 kg in Triest fl. ö. W.	Gewicht von je 10 Probekörpern in kg, nach					Zugfestigkeit pro cm^2 in kg, nach			
				1 Tag	7 Tagen	28 Tagen	6 Monaten	12 Monaten	7 Tagen	23 Tagen	6 Monaten	12 Monaten
A. Inländische Cementkalke (schnell bindend).												
1	Oberpiesting b. W.-Neust.	Hydraul. Cement	—	1·465	1·505	1·535	1·600	1·565	10·436	13·768	17·100	16·838
2	St. Andrea b. Rovigno	Hydraul. Kalk	15·00	1·492	1·520	1·580	1·590	1·600	6·378	10·261	17·391	13·840
3	Eisenkappel, Kärnten	Cementkalk	17·40	1·425	1·500	1·520	1·550	1·560	8·545	12·416	16·548	16·960
4	Kufstein, Tirol	Hydraul. Kalk	19·00	1·505	1·550	1·580	1·600	1·620	8·165	13·353	18·070	17·273
5	Gartenau b. Salzburg	Cementkalk	21·50	1·470	1·510	1·555	1·560	1·580	6·545	12·730	15·855	15·885
6	Perlmoos b. Kufstein	Cementkalk	19·00	1·512	1·600	1·605	1·620	1·630	8·860	12·626	16·275	17·403
7	Weissenbach a.d.Triesting	Cementkalk	23·00	1·477	1·530	1·545	1·600	1·590	12·655	17·131	18·485	18·025
8	Steinbrück, Steiermark	Roman-Cement	16·50	1·485	1·565	1·580	1·580	1·580	5·841	8·206	14·078	13·895
9	Trifail, Steiermark	Roman-Cement	15·60	1·497	1·535	1·575	1·590	1·590	10·409	14·885	15·961	17·803
B. Ausländische Bindemittel (langsam bindend).												
10	Viviers, Frankreich	Hydraul. Kalk	20·00	1·447 n. 2 Tag.	1·530	1·550	1·610	1·580	5·554	11·761	16·678	16·965
11	Insel Santorin	Santorin-Erde	6—7	1·002	1·170	1·205	1·280	1·260	2·491	11·036	22·306	20·948
C. Inländische Portland-Cemente (12 u. 16 schnell, die übrigen langsam bindend).												
12	St. Andrea b. Rovigno	Portland-Cement	43·25	1·455	1·525	1·540	1·580	1·580	11·696	12·926	12·355	17·205
13	Eisenkappel, Kärnten	Portland-Cement	31·40	1·457	1·510	1·570	1·580	1·575	6·333	10·311	15·151	14·871
14	Kufstein, Tirol	Portland-Cement	39·00	1·440	1·535	1·540	1·585	1·600	9·558	13·766	18·833	20·171
15	Gartenau b. Salzburg	Portland-Cement	33·00	1·482	1·535	1·580	1·605	1·580	11·181	15·916	15·266	18·280
16	dto.	Portland-Cement	33·00	1·507	1·580	1·605	1·600	1·580	9·628	14·225	13·346	16·738
17	Trifail, Steiermark	Portland-Cement	33·60	1·457	1·495	1·590	1·600	1·580	7·876	11·928	14·836	16·415

II. Verhalten der Cementkalke und Portland-Cemente im Seewasser.

Post-Nr.	Fabriksort	Benennung des Bindemittels	Gewicht eines Würfels von 0·15 M. Seite, nach			Aussehen des Probekörpers	Untersuchung der Härte des Probekörpers an dessen Oberfläche (mit einem Messer)
			24 Stunden	7 Tagen	20 1/2 Monaten		
A. Inländische Cementkalke (schnell bindend).							
1	Oberpiesting b. W.-Neust.	Hydraul. Cement	5·51	6·415	6·61	Kanten nicht mehr scharf	Schwer ritzbar, aber leicht an d. Kanten ein Einschnitt zu machen
2	St. Andrea b. Rovigno	Hydraul. Kalk	5·425	6·25	6·75	dto.	dto. etwas leichter an d. Kanten ein Einschnitt zu machen
3	Eisenkappel, Kärnten	Cementkalk	5·45	6·38	6·60	scharfkantig	dto. an den Kanten schwer ein Einschnitt zu machen
4	Kufstein, Tirol	Hydraul. Kalk	6·31	6·85	6·96	dto.	dto. dto. dto.
5	Gartenau b. Salzburg	Cementkalk	6·20	6·77	7·02	dto.	dto. dto. dto.
6	Perlmoos b. Kufstein	Cementkalk	6·525	7·17	7·25	dto.	dto. dto. dto.
7	Weissenbach a.d.Triesting	Cementkalk	5·75	6·46	6·70	Kanten nicht mehr scharf	dto. etwas leichter an d. Kanten ein Einschnitt zu machen
8	Steinbrück, Steiermark	Roman-Cement	5·97	6·60	6·75	scharfkantig	dto. an den Kanten schwer ein Einschnitt zu machen
9	Trifail, Steiermark	Roman-Cement	5·810	6·35	6·74	dto.	dto. dto. dto.
B. Ausländische Bindemittel (langsam bindend).							
10	Viviers, Frankreich	Hydraul. Kalk	5·975	6·68	6·75	scharfkantig	Schwer ritzbar, an den Kanten schwer ein Einschnitt zu machen
11	Insel Santorin	Santorin-Erde	4·67	4·90	4·975	dto.	Leicht ritzbar, ebenso an den Kanten leicht schneidbar, wahrscheinlich deshalb, weil kein Sand bei der Mörtelmischung ist und die Santorinerde gesiebt war.
C. Inländische Portland-Cemente (12 u. 16 schnell, die übrigen langsam bindend).							
12	St. Andrea b. Rovigno	Portland-Cement	6·02	6·81	7·01	scharfkantig	Schwer ritzbar, ebenso an den Kanten schwer schneidbar
13	Eiskappel, Kärnten	Portland-Cement	6·15	6·80	6·90	dto.	dto. dto. dto.
14	Kufstein, Tirol	Portland-Cement	6·05	6·75	6·94	dto.	dto. dto. dto.
15	Gartenau b. Salzburg	Portland-Cement	6·15	6·87	7·02	dto.	dto. dto. dto.
16	dto.	Portland-Cement	6·10	6·85	6·97	dto.	dto. dto. dto.
17	Trifail, Steiermark	Portland-Cement	6·35	6·90	7·05	dto.	dto. dto. dto.

Bestimmungen der Vereinsnormen besorgt, und zwar wurden 2 kg hydraulischer Kalk oder Cement, 6 kg Sand von Grado, d. i. der für die Hafenbauten verwendete (derselbe ist früher gewaschen worden), und 0.96 kg, resp. 0.80 kg Meerwasser verwendet. Der Mörtel wurde sorgfältig in die hiefür angefertigte Form eingedrückt, damit er sich in die Kanten gut anlege, leicht geklopft und oben geebnet. Die Probekörper blieben 24 Stunden in der Form stehen, wurden sodann vorsichtig gelöst, gewogen und in ein mit Meerwasser gefülltes Gefäss gelegt. Nach 7 Tagen wurden die einzelnen Proben wieder aus dem Meerwasser herausgenommen, abgerinnen gelassen und gewogen.

Nachdem für jede der 17 Cementgattungen je ein solcher Probekörper angefertigt war, wurden sämtliche, und zwar am 12. Juni 1882, in das offene Meer (auf die innere Steinböschung des Hafendammes) versenkt und daselbst bis 7. Februar 1884 liegen gelassen, an welchem Tage selbe herausgenommen und besichtigt wurden.

Alle Probekörper, sowohl die von den Cementkalen, als auch von den Portland-Cementen, hatten sich sehr gut erhalten. Sie wurden nach ungefähr 48 Stunden, da sich bis zu jener Zeit noch immer etwas Wasser ausschied, gewogen. Nur an einigen waren die scharfen Kanten theilweise verloren gegangen. Mit dem Messer waren alle schwer ritzbar, doch konnte man bei einigen mit dem Messer an den Kanten leichte Einschnitte machen. In der mitfolgenden Tabelle II ist dieses Resultat übersichtlich zusammengestellt.

Werfen wir einen kurzen Rückblick auf die Resultate der Parallel-Versuche mit inländischen und ausländischen Bindemitteln, so können wir mit aller Bestimmtheit constatiren, dass der französische Kalk von Lafarge du Theil beinahe von allen der geprüften Fabrikate des Inlandes, sowohl in Bezug auf Güte des Erzeugnisses, als auch auf Niedrigkeit des Preises, überboten wird.

Ein Gleiches kann leider nicht von der Santorin-Erde gesagt werden, welche nach beiden Richtungen, des Preises und der Güte, die inländischen Producte übertrifft und namentlich an den Küsten der Adria stets ein gefährlicher Concurrent gegenüber den Fabrikaten des Binnenlandes bleiben wird.

Wir schliessen hiemit unsere Mittheilungen über die erzielten Resultate mit dem lebhaften Wunsche, dass der von uns angeregte Versuch, bezüglich des Verhaltens der hydraulischen Bindemittel im Seewasser, von berufener Seite, d. i. seitens der hohen Staatsverwaltung, systematisch fortgesetzt und derart zu Ende geführt werde, dass die inländischen, zu Wasserbauten besonders geeigneten Cementkalke (Roman-Cemente) zur verdienten Geltung gelangen und dadurch der Bezug des hydraulischen Kalkes aus Frankreich für die Zukunft hintangehalten werden möge.

Das Schlusswort ist ein Wort des Dankes an die geehrten Firmen, welche der Einladung des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines folgend, der Hafenbauleitung Muster ihrer Erzeugnisse zum gedachten Zwecke gesendet haben. Ihnen gilt die Bemerkung, dass die 17 in der Tabelle II angeführten Probewürfel im Meere versenkt bleiben, um von 6 zu 6 Monaten deren Ansehen und Härte untersuchen zu können. Desgleichen bleiben die in der Tabelle I erwähnten Probekörper, welche zu den Zerreissungs-Versuchen gedient haben, in dem Locale der Hafenbauleitung aufbewahrt und können jederzeit eingesehen werden, ebenso das hierauf bezügliche, mit der grössten Genauigkeit und Pünktlichkeit geführte Protokoll. Für die Führung dieses, sowie für die Besorgung sämtlicher, auf die Proben bezüglichen Arbeiten, fühlen wir uns angenehm verpflichtet, den damit betraut gewesenen Sections-Ingenieur Herrn Josef Krause wiederholt unseren wärmsten Dank auszudrücken.

Triest, im März 1884.

Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Stabsysteme.

Von J. Melan.

1. Kriterium der statisch unbestimmten Systeme.

In der nachfolgenden Abhandlung wird die Bezeichnung „Stabsystem“ ganz allgemein auf jedes räumliche Gebilde angewendet, welches durch beliebige Aneinanderfügung linearer Constructionstheile aus homogenem, elastischen Materiale entsteht, indem man selbe mit ihren Enden — in den Knotenpunkten — gelenkartig in Verbindung bringt. Ein solches Gebilde fungirt als „Träger“, wenn äussere (Belastungs-) Kräfte auf dasselbe einwirken und gleichzeitig einzelne seiner Knoten- oder zwischenliegende Punkte seiner Stabglieder im Raume derart festgehalten sind, dass das Gebilde im Ganzen keine fortschreitende und auch keine drehende Bewegung annehmen kann.

Diese Festhaltung eines beliebigen Punktes des Systems kann entweder eine vollkommene sein, wenn nach keiner Richtung im Raume eine Verschiebung desselben möglich ist, — oder sie kann nur eine theilweise sein, wenn der Punkt bloss gezwungen ist, sich bei einer Verschiebung auf einer be-

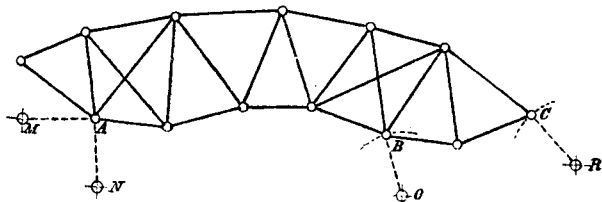
stimmten Bahn zu bewegen. Im ersten Falle denken wir uns den festzuhaltenden Knotenpunkt durch drei absolut starre, d. i. keiner elastischen Längenänderung unterworfenen Stäbe mit ebenso vielen absolut festen Punkten des Raumes verbunden; in letzterem Falle können wir die zwangsläufige Bewegung eines Punktes des Systemes durch die Anbringung zweier, beziehungsweise eines solchen Stabes hervorrufen, dessen Richtung auf dem Bahnelemente des Punktes senkrecht steht.

Ist das Gebilde in der Ebene gelegen (Fig. 1), so reichen zur vollständigen Festhaltung eines Knotenpunktes *A* zwei, zur theilweisen Festhaltung eines Knotenpunktes *B* ein Stab hin, welche wir uns mit den absolut festen Punkten *M*, *N*, *O* der Ebene verbunden denken.

In der constructiven Durchführung entspricht die erstere Anordnung einem fixen Auflager, die letztere dagegen einem beweglichen Lager (Rollen-, Pendel- oder Gleitlager).

Wir wollen diese ideellen, zu dem Trägersystem hinzugeordneten Stäbe (AM , AN , BO , CR u. s. w.), welche uns dessen Auflagerverhältnisse repräsentiren, Auflagerstäbe und die in Folge der Belastung in denselben auftretenden Zug- und Druckkräfte Auflagerreactionen nennen.

Fig. 1.



Bezüglich der Bestimmung dieser Kräfte sowie der übrigen Spannungen in den eigentlichen Stabgliedern des Trägers gilt nun Folgendes:

Werden bei einem gegebenen Trägersysteme aus n Stabgliedern die Auflagerbedingungen in der vorerwähnten Weise durch a Auflagerstäbe ausgedrückt, so ist die Anzahl der unbekannten Kräfte $n + a$. Unter der in praktischen Fällen immer zulässigen Voraussetzung, dass die elastischen Deformationen des Systems von verschwindender Grösse sind, können selbe rücksichtlich des statischen Verhaltens ausser Acht gelassen werden und erhält man für jeden Knotenpunkt eines räumlichen Systems drei, für jeden Knotenpunkt eines ebenen Systems zwei Gleichgewichtsbedingungen gegen Verschiebung, also bei m Knotenpunkten $3m$, beziehungsweise $2m$ Gleichungen.

Ist nun gegebenes Falles die Bedingung

$$n + a = 3m \text{ für räumliche Systeme,}$$

$$n + a = 2m \text{ für ebene Systeme}$$

erfüllt, so erhalten wir ebensoviel Gleichungen als Unbekannte vorhanden sind; es reichen sonach die einfachen Gesetze der Statik aus, um sämtliche Stabspannungen, die unter einer Belastung auftreten, zu ermitteln, und das Trägersystem ist ein statisch bestimmtes.

Ist hingegen die obige Bedingung nicht erfüllt, so haben wir es bekanntlich mit einem labilen oder mit einem statisch unbestimmten Trägersysteme zu thun, je nachdem $n + a$ kleiner oder grösser als $3m$, beziehungsweise $2m$ ist, also zu wenig oder zu viel Stäbe im System vorhanden sind.

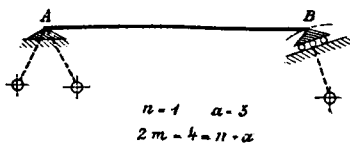
Von praktischer Wichtigkeit ist insbesondere der Fall

$$n + a > 2m \dots \dots \dots (1)$$

d. i. der allgemeine Fall der statisch unbestimmten ebenen Trägersysteme und bildet derselbe auch den Gegenstand der nachstehenden Untersuchung. Vorerst möge aber an einigen Beispielen die Aufstellung des statischen Kriteriums gezeigt werden, wobei man nach obiger Herleitung nur festzuhalten hat, dass für ein jedes feste Lager zwei Auflagerstäbe (bei räumlichen Systemen drei), für jedes bewegliche Lager ein Auflagerstab zu substituiren sind.

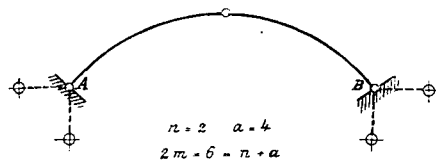
Auf diese Weise findet man dann leicht die in den Figuren 2, 3 angedeuteten, bekannten Resultate, wonach der

Fig. 2.



einfache Balkenträger, der Bogen mit drei Gelenken u. a. zu den statisch bestimmten Trägersystemen gehören, wofern nur diese Träger selbst aus möglichst wenig Theilen oder

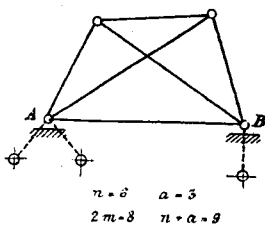
Fig. 3.



im Allgemeinen durch eine derartige Aneinanderreihung von Dreiecken gebildet wurden, dass jedem neu hinzukommenden Knotenpunkte auch nur zwei

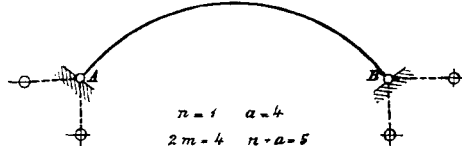
neu hinzukommende Stäbe entsprechen. Sind mehr Stäbe als nach dieser Bedingung vorhanden, so verlieren diese Systeme ihre statische Bestimmtheit (Fig. 4), wobei jedoch in diesem Falle die Auflagerreactionen, die hier als die eindeutigen Componenten der äusseren Kräfte erscheinen, nach wie vor bestimmt bleiben.

Fig. 4.



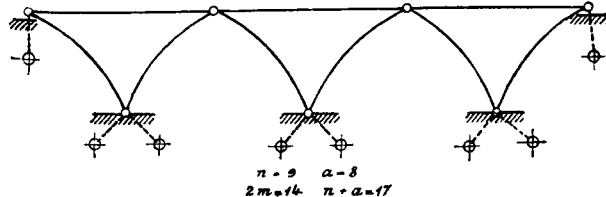
Anders verhält es sich mit jenen Trägersystemen, die in Folge ihrer Auflagerung auch dann nicht mehr statisch bestimmt sind, wenn sie mit der möglichst geringen Anzahl von Theilen ausgeführt werden. Es gehören hieher der continuirliche Balkenträger, der Bogen mit zwei Gelenken (für

Fig. 5.



welchen $n + a$ um 1 grösser ist als $2m$); der eingespannte Bogen ($n + a$ um 3 grösser als $2m$) u. a. Auch der continuirliche Bogen mit Scheitelcharnieren in jeder Oeffnung und mit festgelagerten Kämpfern (Fig. 6) ist

Fig. 6.



nicht statisch bestimmt, sondern er wäre es nur dann, wenn jeder zweite Kämpfer auf ein bewegliches Lager gesetzt würde. Bei dieser letzteren Kategorie von Trägern ist auch die Grösse der Auflagerreactionen von der Anzahl und den Dimensionen der den Träger zusammensetzenden Theile nicht mehr unabhängig. Hinsichtlich der theoretischen Behandlung ist jedoch diese Unterscheidung der statisch unbestimmten Systeme nebensächlich und gelten die nachstehenden Betrachtungen ganz allgemein, wenn wir uns die Auflager in der vorerwähnten Weise durch Stäbe ersetzt denken.

2. Allgemeine Behandlung der statisch unbestimmten Systeme.

Sind bei einem Systeme die statischen Gleichgewichtsbedingungen nicht hinreichend, um die unbekannten System-

kräfte eindeutig zu bestimmen, so müssen noch weitere Bedingungsgleichungen gesucht und können diese nach einem allgemein geltenden mechanischen Principe offenbar nur auf Grund der möglichen (virtuellen) Verschiebungen der Angriffspunkte der Kräfte, also auf Grund der Deformation des Systems gefunden werden. Dieses mechanische Princip kann in mehrfacher Form ausgedrückt und können dementsprechend die fraglichen Bedingungsgleichungen auf verschiedenem Wege abgeleitet werden.

Nach dem Vorgange von Mohr, Winkler, Fränkel wird hiezu der Satz von den virtuellen Verschiebungen oder besser gesagt, da es sich um wirklich auftretende endliche Bewegungen handelt, der Satz von der Erhaltung der Arbeit benützt. Wir können nämlich jedes System in ein statisch bestimmtes verwandeln, indem wir daraus eine gewisse Anzahl Stäbe, die als überzählig erscheinen, entfernen. Wenn nun aber dadurch an dem Verhalten des Systems selbst nichts geändert werden soll, so müssten wir uns diese überzähligen Stäbe durch ihre Spannungen X , d. i. durch je zwei entgegengesetzte, in Richtung der Stabsehne an den Knotenpunkten angreifende Kräfte ersetzt denken; diese Kräfte können alsdann als äussere, auf das nunmehr statisch bestimmte System einwirkende Belastungskräfte aufgefasst werden.

Durch die beiden Belastungskräfte X , die irgend einem der überzähligen Stäbe entsprechen, werden nun in den übrig verbleibenden (nothwendigen) Stäben des Systems Spannungen Xu hervorgerufen. So lange die Deformationen innerhalb der praktischen Grenzen, nämlich sehr klein bleiben, ist es bekanntlich zulässig, die Wirkung der einzelnen Belastungskräfte gesondert in Betracht zu ziehen und schliesslich zur Gesamtwirkung zu summieren. Wir können daher auch die beiden Kräfte X und die mit ihnen im Gleichgewicht befindlichen inneren Spannungen Xu als ein für sich bestehendes Kräftesystem ansehen und darauf den Satz von der Erhaltung der Arbeit oder von der Gleichheit der äusseren und inneren Arbeit in Anwendung bringen. Bezeichnet $\Delta l'$ die Längenänderung des überzähligen Stabes, also auch den Weg, um welchen sich die Angriffspunkte der Kräfte X im entgegengesetzten Sinne der Krafrichtung verschieben, so drückt sich die äussere Arbeit durch $-X \cdot \Delta l'$ aus. Die innere, durch die Stabkräfte Xu geleistete Arbeit wird hingegen bei der Längenänderung Δl der Stäbe $\Sigma Xu \cdot \Delta l$, so dass man nach obigem Satze hat

$$-X \cdot \Delta l' = \Sigma Xu \cdot \Delta l \text{ oder} \\ \Delta l' + \Sigma u \cdot \Delta l = 0$$

Wird auch die Grösse $1 \cdot \Delta l'$ in den Summenausdruck einbezogen, welcher sich dann auf sämtliche nothwendige Stäbe des Systems und auf den betreffenden überzähligen Stab bezieht, so lautet die Bedingungsgleichung

$$\Sigma u \cdot \Delta l = 0 \quad (2)$$

Eine andere Herleitung dieser Grundgleichung für die statisch unbestimmten Systeme stützt sich auf den, zuerst von Castigliano und Fränkel benützten Satz, dass in einem im Gleichgewichtszustande befindlichen elastischen System jene Spannungen auftreten, welche dessen gesammte Deformationsarbeit zu einem Minimum machen. Dieser Satz wurde von den genannten

Autoren selbstständig entwickelt und nachgewiesen,*) derselbe drückt ein für die Verschiebungsarbeit fester Körper in gewissem Sinne allgemein geltendes mechanisches Princip aus, welches wenigstens vermuthungsweise, zuerst italienischen und französischen Gelehrten bekannt gewesen sein dürfte.**)

Bezeichnet S die Stabspannung, Δl die Längenänderung der Stäbe, so drückt sich obiger Satz aus durch

$$\Sigma S \cdot \Delta l = \min \quad (3)$$

Ist X die Spannung eines überzähligen Stabes, also eine jener Grössen, die in dem Ausdrucke für die Deformationsarbeit als unabhängige Variable erscheinen, so erfordert die Bedingung für das Minimum, dass

$$\Sigma \frac{dS}{dX} \Delta l = 0 \quad (4)$$

ist. Die Spannung S eines beliebigen Stabes kann nun aber aus zwei Theilen bestehend gedacht werden, nämlich erstens aus der Spannung \mathcal{C} , welche durch die äussere Belastung in dem System hervorgerufen wird, wenn man sämtliche überzähligen Stäbe als nicht vorhanden betrachtet und dadurch das System in ein statisch bestimmtes verwandelt, und zweitens aus jenen Spannungsanteilen Xu , $X'u'$, $X''u'' \dots$ welche aus dem Vorhandensein der überzähligen Stäbe resultiren. Es ist dann

$$S = \mathcal{C} + Xu + X'u' + X''u'' + \dots \quad (5)$$

folglich

$$\frac{dS}{dX} = u$$

und die Gleichung (4), welche auf Grund des Satzes von der kleinsten Deformationsarbeit erhalten wurde, erscheint sonach identisch mit der Bedingungsgleichung (2).

In dieser Summengleichung $\Sigma u \cdot \Delta l = 0$ sind die Coefficienten u statisch bestimmbare Grössen; dieselben können nämlich als Spannungen aufgefasst werden, welche in den nothwendigen Stäben des Systems auftreten, wenn man sich an Stelle eines überzähligen Stabes zwei entgegengesetzt gerichtete Kräfte von der Intensität $= 1$ wirksam denkt. Für den überzähligen Stab selbst ist $u = 1$ zu setzen.

Es ist leicht einzusehen, dass man für jeden überzähligen Stab ein System solcher Spannungsgrössen u und mithin ebensoviele Bedingungsgleichungen erhält, als überzählige Stäbe vorhanden sind.

In diesen Bedingungsgleichungen müssen nun noch die Längenänderungen Δl der Stäbe durch die Stabspannungen ausgedrückt werden. Wir nehmen an, dass der beliebige Stab, dessen geometrisch richtige, dem spannungs-

*) Man vergleiche auch Wochenschrift 1883, S. 149.

**) Im Jahre 1740 hat Maupertuis der Pariser Akademie einen allerdings ziemlich mystisch begründeten Satz vorgelegt, dem er den Namen „Loi de repos“ gab. Nach diesem Satze entspricht jeder Gleichgewichtsconformation eines verschiebbaren Systems ein Minimal- oder ein Maximalwerth der Arbeit, welche zur Ueberführung von einer beliebigen Anfangs- in eine andere Endconformation erforderlich ist.

Während der Drucklegung dieser Arbeit sind mehrere Veröffentlichungen von Krohn, Mohr, Müller-Breslau, Fränkel u. A. über das Princip der kleinsten Deformationsarbeit erschienen. In einigen dieser Schriften wird die allgemeine Gültigkeit dieses Principes bestritten, wogegen Dr. W. Fränkel (Z. d. V. deutsch. Ingen. 1884, S. 513) den überzeugenden Beweis liefert, dass bei richtiger Auffassung diese Behauptung nicht stichhältig ist.

losen Zustande des Systems entsprechende Länge l ist, mit einer etwas unrichtigen Länge $l + \delta l$ in das System eingesetzt worden wäre. Das System ist alsdann kein zwangloses, d. h. es werden im Allgemeinen auch ohne Vorhandensein einer äusseren Belastung in demselben innere Spannungen auftreten.

Ist F der Querschnitt des Stabes, E der Elasticitäts-Coefficient des Materiales, so wird unter obiger Annahme

$$\Delta l = \frac{S}{EF} (l + \delta l) + \delta l$$

oder mit sehr grosser Annäherung

$$\Delta l = \left(\frac{S}{EF} + \frac{\delta l}{l} \right) l$$

und lautet nun das System der Bedingungsgleichungen (2)

$$\left. \begin{aligned} \Sigma u l \left(\frac{S}{EF} + \frac{\delta l}{l} \right) &= 0 \dots \dots \dots \\ \Sigma u' l \left(\frac{S}{EF} + \frac{\delta l}{l} \right) &= 0 \dots \dots \dots \\ \Sigma u'' l \left(\frac{S}{EF} + \frac{\delta l}{l} \right) &= 0 \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (6)$$

Denselben Einfluss, wie eine um δl unrichtige Länge des Stabes hat auch eine künstliche Anspannung von der ideellen (für eine absolute Starrheit des Systems geltenden) Grösse

$$T = - \frac{\delta l}{l} EF$$

oder eine Temperaturdifferenz t des Stabes, welche eine Längenänderung $\delta l = \alpha t l$ (unter α den Ausdehnungs-Coefficienten verstanden) zu bewirken sucht.

Für vollkommen zwanglose Systeme gelten die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \frac{S}{EF} u l &= 0 \dots \dots \dots \\ \Sigma \frac{S}{EF} u' l &= 0 \dots \dots \dots \\ \Sigma \frac{S}{EF} u'' l &= 0 \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (7)$$

In diesen vorstehenden Summenausdrücken werden die sogenannten Auflagerstäbe, welche wir als vollkommen starr ansehen müssen, für welche also $\Delta l = 0$ ist, nicht erscheinen.

Die Gleichungen (6), beziehungsweise (7) im Verein mit jenen (5)

$$S = \mathcal{C} + Xu + X'u' + X''u'' + \dots$$

bestimmen bei gegebener äusserer Belastung und bei gegebenen Stabquerschnitten sämtliche Spannungen.

3. Bedingungen für eine gleichmässige Maximal-Inanspruchnahme sämtlicher Constructionstheile eines statisch unbestimmten Systems.

Werden bei einem statisch unbestimmten Systeme die Querschnittsflächen der Stäbe im Vorhinein etwa auf Grund einer Näherungsberechnung angenommen, und dann nach den vorstehenden allgemeinen Formeln die genauen Spannungen berechnet, so ist natürlich zu erwarten, dass die

Inanspruchnahme $\frac{S}{F}$ der einzelnen Theile keine gleichmässige sein wird. Einige Theile werden schwächer, andere stärker beansprucht werden, wogegen es sich mit Rücksicht auf die Oekonomie doch empfehlen würde, sämtlichen Theilen die gleiche Inanspruchnahme pro Flächeneinheit zuzumessen. Man könnte nun wohl bei der Wahl der Querschnitte von vorneherein diese Bedingung festsetzen, findet jedoch, dass dieselbe nur unter ganz besonderen Umständen erfüllbar ist.

Man hat in dieser Hinsicht die folgenden Fälle zu unterscheiden:

a) Das System ist ein zwangloses und für sämtliche Stäbe ist eine und dieselbe ungünstigste Belastungsweise maassgebend. Letzteres findet statt bei allen Constructionen, die keiner mobilen Belastung unterworfen sind, also bei vielen Hochbauconstructionen, bei Aquädueten etc.

Setzt man in den Gleichungen (7) die Inanspruchnahme $\frac{S}{F} = \pm \sigma$ constant, desgleichen den Elasticitäts-Coefficienten E constant, so übergehen diese in:

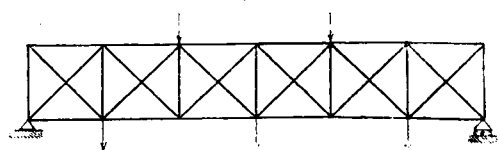
$$\left. \begin{aligned} \Sigma \pm u l &= 0 \dots \dots \dots \\ \Sigma \pm u' l &= 0 \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (8)$$

Hierin ist das Vorzeichen der einzelnen Summenglieder mit $+$ oder $-$ zu nehmen, je nachdem die im betreffenden Stabe wirklich auftretende Spannung ein Zug oder ein Druck ist.

Da nun aber die Grössen u und l durch die geometrische Gestalt des Systems vollkommen bestimmt sind, so geht hervor, dass die Möglichkeit einer gleichen Inanspruchnahme in diesem Falle an eine gewisse geometrische Form des Systems und Belastungsweise geknüpft ist. Eine nähere Untersuchung der üblichen Trägersysteme zeigt, dass die durch die Gleichungen (8) ausgedrückte Bedingung nur in wenigen Ausnahmefällen erfüllt wird, dass es daher im Allgemeinen nicht möglich ist, ein zwangloses System so zu dimensioniren, dass dessen sämtliche Stäbe bei einer gegebenen Belastung die gleiche Inanspruchnahme auf die Flächeneinheit erfahren. *)

Zu den wenigen Fällen, wo dieses möglich ist, gehört beispielsweise der Parallelträger mit Doppelfachwerk (Fig. 7),

Fig. 7.



wenn dieser so belastet ist, dass abwechselnd eine Verticale gezogen, die andere gedrückt wird; auch bei dem Träger mit zweitheiligem symmetrischen Fachwerk (Fig. 8) wird

*) Hiemit findet auch ein früherer Artikel in der „Wochenschrift“ 1883, S. 253, in welchem das Versehen vorgekommen ist, dass das Vorzeichen von σ ausser Acht gelassen und dadurch die Bedingung $\Sigma u l = 0$ unabhängig von der Belastung gefunden wurde, seine Richtigstellung.

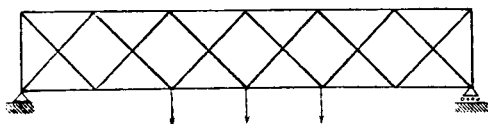
bei gerader Anzahl der Knotenweiten und symmetrischer Belastung die obige Bedingung erfüllt.

In allen diesen Sonderfällen, für welche $\Sigma \pm u l = 0$ ist, lässt sich — u. zw. immer für die gleiche Inanspruchnahme σ — eine Reihe sehr verschieden dimensionirter Träger aufstellen; es kann nämlich der Querschnitt des überzähligen Stabes F' innerhalb gewisser Grenzen, welche einen Wechsel in dem Vorzeichen der Stabspannungen S ausschliessen, beliebig gewählt werden und bestimmen sich die Querschnitte F der übrigen Stäbe alsdann aus

$$F = \frac{\sigma}{\sigma} \pm u F'$$

Dies gilt natürlich auch bezüglich der oberwähnten beiden

Fig. 8.



Trägersysteme (Fig. 7 und 8); doch ist hier speciell noch Folgendes zu bemerken:

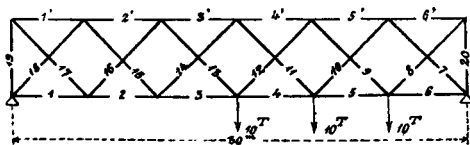
Bei der angegebenen Belastungsweise, also in jenen Fällen, wo der Träger für eine gleiche Inanspruchnahme dimensionirt werden kann, liefert die übliche, auf der Zerlegung des mehrtheiligen oder combinirten Systems in die Einzelsysteme beruhende Näherungsmethode Resultate, welche mit der genauen Theorie vollständig übereinstimmen, vorausgesetzt, dass die Stabquerschnitte auch wirklich den Spannungen proportional gewählt werden; auch selbst bei einer hievon etwas abweichenden Querschnitts-Dimensionirung gibt die genaue Theorie noch keine wesentlich verschiedenen Spannungswerthe.

Anders verhält es sich aber in allen jenen Belastungsfällen, für welche die Bedingung $\Sigma \pm u l = 0$ nicht erfüllt ist. Wählt man hier die Querschnitte entsprechend den Spannungen, wie sie sich durch die Zerlegung des combinirten Systems in die Einzelsysteme ergeben, so können sich in den thatsächlich auftretenden, auf Grund der strengen Theorie bestimmten Spannungen mitunter ziemlich beträchtliche Differenzen gegenüber der Näherungsmethode ergeben.

Wir geben nachstehend zwei einfache Beispiele, welche das oben Gesagte erläutern.

Beispiel 1. Träger mit zweitheiligem symmetrischen Fachwerk (Fig. 9). Derselbe ist einseitig belastet, daher $\Sigma \pm u l$ nicht Null.

Fig. 9.



Knotenweite = Trägerhöhe = 5 m, Stabquerschnitte nach der Näherungstheorie (Zerlegung in Einzelsysteme) für eine constante Inanspruchnahme von 1000 kg pro 1 cm² gewählt.

Bei der genaueren Berechnung, deren Elemente in der folgenden Tabelle gegeben sind, wurde der Stab 20 als überzählig angenommen.

Stab	Spannung nach der Näherungsmethode in Tonn., bezieh. Querschnitte in cm ²	$\frac{l}{F}$	σ Tonn.	u	$\frac{l}{F} \cdot \sigma \cdot u$	S Tonn.	Differenz der Inanspruchnahme gegenüber der Näherungsberechn. in Perc.
1	+ 5	100	- 10	- 1	+ 1000	+ 2.86	- 43 %
2	+ 15	33.3	+ 30	+ 1	+ 1000	+ 17.14	+ 14
3	+ 25	20	+ 10	- 1	- 200	+ 22.86	- 9
4	+ 26.66	19	+ 40	+ 1	+ 760	+ 27.14	+ 2
5	+ 23.33	21.4	+ 10	- 1	- 214	+ 22.86	- 2
6	+ 6.66	75	+ 20	+ 1	+ 1500	+ 7.14	+ 7
1'	- 5	100	- 20	- 1	+ 2000	- 7.14	+ 43
2'	- 15	33.3	0	+ 1	0	- 12.86	- 14
3'	- 25	20	- 40	- 1	+ 800	- 27.14	+ 8
4'	- 30.33	16.5	- 20	+ 1	- 330	- 32.86	+ 8
5'	- 26.66	19	- 40	- 1	+ 760	- 27.14	+ 2
6'	- 13.33	37.5	0	+ 1	0	- 12.86	- 4
7	- 6.66. $\sqrt{2}$	75	- 20. $\sqrt{2}$	- $\sqrt{2}$	+ 3000	- 7.14. $\sqrt{2}$	+ 7
8	+ 13.33. $\sqrt{2}$	37.5	0	- $\sqrt{2}$	0	+ 12.86. $\sqrt{2}$	- 4
9	- 3.33. $\sqrt{2}$	150	+ 10. $\sqrt{2}$	+ $\sqrt{2}$	+ 3000	- 2.86. $\sqrt{2}$	- 14
10	+ 6.66. $\sqrt{2}$	75	+ 20. $\sqrt{2}$	+ $\sqrt{2}$	+ 3000	+ 7.14. $\sqrt{2}$	+ 7
11	+ 3.33. $\sqrt{2}$	150	- 10. $\sqrt{2}$	- $\sqrt{2}$	+ 3000	+ 2.86. $\sqrt{2}$	- 14
12	+ 3.33. $\sqrt{2}$	150	- 10. $\sqrt{2}$	- $\sqrt{2}$	+ 3000	+ 2.86. $\sqrt{2}$	- 14
13	+ 6.66. $\sqrt{2}$	75	+ 20. $\sqrt{2}$	+ $\sqrt{2}$	+ 3000	+ 7.14. $\sqrt{2}$	+ 7
14	- 3.33. $\sqrt{2}$	150	+ 10. $\sqrt{2}$	+ $\sqrt{2}$	+ 3000	- 2.86. $\sqrt{2}$	- 14
15	+ 3.33. $\sqrt{2}$	150	- 10. $\sqrt{2}$	- $\sqrt{2}$	+ 3000	+ 2.86. $\sqrt{2}$	- 14
16	- 6.66. $\sqrt{2}$	75	- 20. $\sqrt{2}$	- $\sqrt{2}$	+ 3000	- 7.14. $\sqrt{2}$	+ 7
17	+ 6.66. $\sqrt{2}$	75	+ 20. $\sqrt{2}$	+ $\sqrt{2}$	+ 3000	+ 7.14. $\sqrt{2}$	+ 7
18	- 3.33. $\sqrt{2}$	150	+ 10. $\sqrt{2}$	+ $\sqrt{2}$	+ 3000	- 2.86. $\sqrt{2}$	- 14
19	- 6.66	75	- 20	- 1	+ 1500	- 7.14	+ 7
20	- 13.33	37.5	-	+ 1	-	- 12.86	- 4

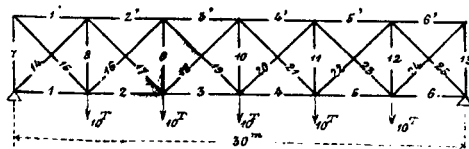
$$\Sigma \frac{l}{F} \sigma u = 41576$$

$$X = S_{20} = - \frac{\Sigma \frac{l}{F} \sigma u}{\Sigma \frac{l}{F} u^2} = - \frac{41576}{3252.5} = - 12.86 \text{ T}$$

In dem Träger des vorstehenden Beispiels entsteht sonach gegenüber der ursprünglichen Annahme in den Gurtungen eine Erhöhung der Beanspruchung um 2—14 %, beziehungsweise eine ebenso grosse Verminderung; in den schwachen Endstäben beträgt diese Vermehrung beziehungsweise Verminderung der Beanspruchung sogar 43 %. Ebenso werden die Gitterstäbe um 7 % höher oder um 4—14 % niedriger beansprucht.

Beispiel 2. Träger mit Doppelfachwerk (Verticale und gekreuzte, steife Diagonalen) Fig. 10. Derselbe sei in jedem unteren Knotenpunkte mit 10 T belastet; es ist alsdann die Bedingung für die Möglichkeit einer gleichen Inanspruchnahme nicht erfüllt.

Fig. 10.



Wir wählen wieder die Querschnitte auf Grund der Zerlegung in die Einzelsysteme und nehmen die Stäbe 15, 17 und 19 und die analogen Stäbe der anderen Trägerhälfte als überzählig an. Wegen der symmetrischen Anordnung genügt es, bloß für eine Trägerhälfte die Rechnung durchzuführen. Die Elemente dieser Rechnung gibt die nachfolgende Tabelle.

Aus der Bedingungsgleichung

$$\Sigma u \frac{S}{E F} l = 0$$

entwickelt sich mit $S = \sigma + Xu + X'u + \dots$

$$\Sigma \frac{l}{F} \sigma u + X \Sigma \frac{l}{F} u^2 + X' \Sigma \frac{l}{F} u u' + \dots = 0$$

Stab	Spannung nach der Näherungsmethode in Tonn. beziehungsweise Querschnitte in cm ²	$\frac{l}{F}$	σ Tonn.	u_{15}	u_{17}	u_{19}	u_{15}^2	u_{17}^2	u_{19}^2	$\frac{l}{F} \sigma u_{15}$	$\frac{l}{F} \sigma u_{17}$	$\frac{l}{F} \sigma u_{19}$	S Tonn.	Differenz der Inanspruchnahme gegen Näherungsberechn. in Perc.
1	+ 12.5	40	+ 25	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	20	—	—	$-1000 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	—	—	+ 13.018	+ 4%
2	+ 32.5	15.4	+ 40	—	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	7.7	—	—	$-616 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	—	+ 30.534	— 6%
3	+ 42.5	11.8	+ 45	—	—	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	5.9	—	—	$-531 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	+ 41.785	— 2%
1'	— 12.5	40	0	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	20	—	—	0	—	—	— 11.982	— 4%
2'	— 32.5	15.4	— 25	—	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	7.7	—	—	$+385 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	—	— 34.466	+ 6%
3'	— 42.5	11.8	— 40	—	—	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	5.9	—	—	$+472 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	— 43.215	+ 2%
7	— 12.5	40	0	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	20	—	—	0	—	—	— 11.982	— 4%
8	+ 5.0	100	+ 25	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	50	50	—	$-2500 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	$-2500 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	—	+ 3.552	— 29%
9	+ 5.0	100	+ 15	—	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	50	50	—	$-1500 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	$-1500 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	+ 2.319	— 54%
10	+ 5.0	100	+ 10	—	—	$-\frac{1}{\sqrt{2}}$	—	—	50	—	—	$-1000 \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$	+ 3.570	— 29%
14	— 12.5. $\sqrt{2}$	40	— 25. $\sqrt{2}$	+ 1	—	—	40	—	—	$-1000 \cdot \sqrt{2}$	—	—	— 13.018. $\sqrt{2}$	+ 4%
15	+ 12.5. $\sqrt{2}$	40	—	+ 1	—	—	40	—	—	—	—	—	+ 11.982. $\sqrt{2}$	— 4%
16	— 7.5. $\sqrt{2}$	66.7	— 15. $\sqrt{2}$	—	+ 1	—	—	66.7	—	—	$-1000 \cdot \sqrt{2}$	—	— 5.534. $\sqrt{2}$	— 26%
17	+ 7.5. $\sqrt{2}$	66.7	—	—	+ 1	—	—	66.7	—	—	—	—	+ 9.466. $\sqrt{2}$	+ 26%
18	— 2.5. $\sqrt{2}$	200	— 5. $\sqrt{2}$	—	—	+ 1	—	—	200	—	—	$-1000 \cdot \sqrt{2}$	— 1.785. $\sqrt{2}$	— 29%
19	+ 2.5. $\sqrt{2}$	200	—	—	—	+ 1	—	—	200	—	—	—	+ 3.215. $\sqrt{2}$	+ 29%
190 248.8 511.8 — 2750. $\sqrt{2}$ — 3115.5. $\sqrt{2}$ — 2279.5. $\sqrt{2}$														

Für das obige Beispiel wird $\Sigma \frac{l}{F} u_{15} u_{17} = \Sigma \frac{l}{F} u_{17} u_{19} = 50$
und

$$\begin{aligned} 190 S_{15} + 50 S_{17} &= 2750 \cdot \sqrt{2} \\ 50 S_{15} + 248.8 S_{17} + 50 S_{19} &= 3115.5 \cdot \sqrt{2} \\ 50 S_{17} + 511.8 S_{19} + 50 S_{20} &= 2279.5 \cdot \sqrt{2} \end{aligned}$$

oder weil $S_{20} = S_{19}$

$$50 S_{17} + 561.8 S_{19} = 2279.5 \cdot \sqrt{2}$$

hieraus folgt

$$S_{19} = 3.215 \cdot \sqrt{2}; S_{17} = 9.466 \cdot \sqrt{2}; S_{15} = 11.982 \cdot \sqrt{2}$$

Nach der obigen Zusammenstellung zeigen sich auch bei diesem Beispiele ziemlich beträchtliche Differenzen in den Spannungswerten gegenüber der auf der Zerlegung in die Einzelsysteme beruhenden Näherungsrechnung.

Der Oberrut wird im mittleren Theile des Trägers stärker, der Unterrut um ebensoviel schwächer beansprucht. Die Differenzen in den Inanspruchnahmen betragen — 4 bis + 6%.

Von den Gitterstäben werden die auf Zug beanspruchten Diagonalen in der Trägermitte stärker beansprucht (um 26—29%), an den Trägerenden dagegen schwächer (um 4%); für die gedrückten Diagonalstäbe gilt das Umgekehrte.

Die Berechnung und Dimensionierung der elastischen Systeme überhaupt kann nun aber auch in der Weise erfolgen, dass man nicht die Querschnittsflächen der Stäbe im Vorhinein annimmt und auf Grund derselben die auftretenden Spannungen bestimmt, sondern dass man die Inanspruchnahme $\sigma = \frac{S}{F}$ der einzelnen Stäbe, soweit dies zulässig

ist, festsetzt. Bei einem System ohne künstliche Anspannung, und mit constanter Belastung kann sonach die Inanspruchnahme σ aller statisch nothwendigen Stäbe l_n im Vorhinein

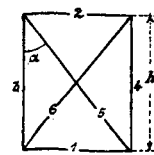
beliebig gewählt und die Inanspruchnahme σ_0 der überzähligen Stäbe l_0 aus den Bedingungsgleichungen (7) ermittelt werden, in dem hienach bei constantem Elasticitäts-Coefficienten für jeden überzähligen Stab

$$\pm \sigma_0 l_0 + \Sigma \pm \sigma u l_n = 0 \quad (9)$$

sein muss.

Aus dem hiedurch bestimmten σ_0 und der angenommenen Querschnittsfläche F_0 ergibt sich aber die Spannung des überzähligen Stabes $X = F_0 \sigma_0$ und folgen daraus dann auch die Spannungen und Querschnitte der übrigen Stäbe.

Fig. 11.



Beispielsweise wird für das aus dem Rechtecke mit den beiden Diagonalen gebildete Fachwerks-Element (Fig. 11), bei welchem die Verticalen gezogen, die Diagonalen dagegen abwechselnd gezogen (Diagonale 5) und gedrückt (Diagonale 6) werden, wenn wir der Inanspruchnahme σ den Index des betreffenden Stabes beisetzen, nach (9)

$$(\sigma_1 - \sigma_2) \sin^2 \alpha + (\sigma_3 + \sigma_4) \cos^2 \alpha - \sigma_5 + \sigma_6 = 0$$

Wählt man etwa die Inanspruchnahme der beiden Gurte gleich gross $\sigma_1 = \sigma_2$, desgleichen jene der Verticalen $\sigma_3 = \sigma_4$, so folgt für die Inanspruchnahme der Druckstrebe

$$\sigma_6 = \sigma_5 - 2 \sigma_3 \cos^2 \alpha$$

und für $\alpha = 45^\circ$

$$\sigma_6 = \sigma_5 - \sigma_3, \text{ bzw. } \sigma_5 = \sigma_3 + \sigma_6$$

Es müssten also in diesem Falle die Zugdiagonalen eine Inanspruchnahme erhalten, die gleich der Summe aus der Inanspruchnahme der Druckstreben und der Verticalen ist.

Für das oben gewählte Beispiel eines Fachwerkträgers (Fig. 10) könnte $\sigma_1 = \sigma_2 = 1000$, $\sigma_3 = 500$, $\sigma_5 = 1000$ und $\sigma_6 = 500 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$ angenommen werden. Wollte man alsdann erreichen, dass in dem System tatsächlich jene Spannungen auftreten, wie sie sich durch die Zerlegung in die einfachen Systeme herausstellen (Tabelle, Columnne 2), so müssten den Stäben die folgenden Querschnittsflächen F gegeben werden:

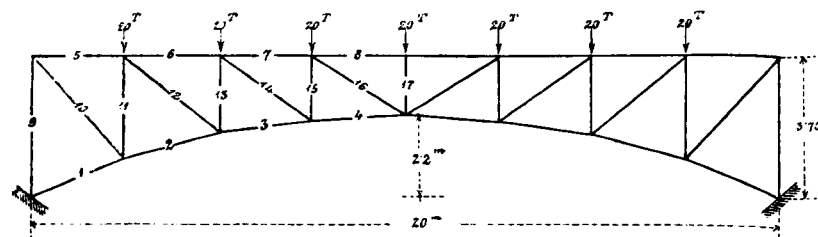
Stab	1	2	3	1'	2'	3'	7	8	9
σ	1000	1000	1000	1000	1000	1000	500	500	500
S	12.5	32.5	42.5	12.5	32.5	42.5	12.5	5	5
F	12.5	32.5	42.5	12.5	32.5	42.5	25	10	10

Dieser Rechnungsvorgang, nach welchem die Inanspruchnahmen anstatt der Spannungen bestimmt werden, wird sich in vielen Fällen empfehlen, weil man dabei bezüglich der Stabquerschnitte keine vorläufige Annahme zu machen braucht und die Anstrengung der Hauptbestandtheile des Systems auf ein gewisses Maass zu fixiren im Stande ist.

Wir geben nachstehend hierfür noch ein Beispiel.

Beispiel 3. Ein Bogenfachwerk mit Kämpfercharnieren (Fig. 12) ist für eine constante Belastung der oberen Knotenpunkte zu dimensioniren. Wir betrachten den Stab 8 als überzählig und verwandeln durch dessen Hinweglassung das System in einen statisch bestimmten Bogen mit drei Gelenken, für welchen die durch die äussere Belastung

Fig. 12.



hervorgerufenen Spannungen \mathcal{S} , sowie auch jene u auf graphostatischem Wege ermittelt und in der nachstehenden Tabelle eingeschrieben wurden. Die Inanspruchnahme in dem bogenförmigen Untergurt wählen wir constant $= \sigma$, desgleichen jene in dem Obergurte und in der Ausfachung $= \sigma'$ und setzen ferner die Bedingung, dass in dem zu dimensionirenden Träger die beiden Gurte und die Verticalen sämmtlich auf Druck, die Diagonalen der Ausfachung sämmtlich auf Zug beansprucht werden.

Stab	Stablänge l cm	u	$\sigma u l$	\mathcal{S} Tonn.	S Tonn.	F cm ²
1	270	-0.730	-197.1	-195.5	-137.1	137
2	260	-0.970	-252.2	-191.0	-113.4	113
3	255	-1.268	-323.3	-187.3	-85.9	86
4	251	-1.543	-387.3	-182.3	-58.9	59
5	250	+0.260	+65.0	+3.0	-17.8	20
6	250	+0.530	+145.0	+3.8	-42.6	48
7	250	+0.868	+217.0	+0.9	-68.5	77
8	250	+1.000	+250.0	-	-80.0	91
9	370	+0.273	+101.0	-17.0	-38.8	44
10	365	-0.372	-135.8	-4.3	+25.5	29
11	268	+0.253	+67.7	-19.5	-39.7	45
12	320	-0.409	-130.9	-0.9	+31.9	36
13	200	+0.185	+37.0	-22.0	-36.8	41
14	298	-0.343	-102.2	+3.6	+31.0	35
15	162	+0.080	+13.0	-20.4	-26.4	30
16	290	-0.156	-45.2	+1.0	+13.5	15
17	150	0	0	-20.0	-20.0	23

Die Bedingungsgleichung $\Sigma \pm \sigma u l = 0$ ergibt nun mit den Werthen aus vorstehender Tabelle

$$1159.9 \sigma - 1309.8 \sigma' = 0$$

oder

$$\sigma' = 0.886 \sigma$$

Obergurt und Ausfachung sind sonach für eine, um ca. 11% kleinere Inanspruchnahme zu dimensioniren, als der bogenförmige Untergurt. Wollte man allen Stäben des Trägers, mit Ausnahme eines Stabes,

10	14	15	16	17	18	19
500	500	1000	500	1000	500	1000 kg pro 1 cm ²
5	12.5.√2	12.5.√2	7.5.√2	7.5.√2	2.5.√2	2.5.√2
10	25.√2	12.5.√2	15.√2	7.5.√2	5.√2	2.5.√2 cm ²

etwa des Stabes 8, die gleiche Inanspruchnahme σ ertheilen, so würde die Inanspruchnahme in 8 wegen $(1159.9 - 1059.8) \sigma - 250 \sigma_8 = 0$

$$\sigma_8 = \frac{100.1}{250} \cdot \sigma = 0.400 \sigma$$

betragen müssen.

Wir wollen jedoch an der ersten Annahme festhalten und den Querschnitt des Stabes 8 derart wählen, dass die in demselben wirkende Spannung etwa $S_8 = F_8 \sigma' = -80 \text{ t}$ wird. Es bestimmen sich alsdann die Spannungen der übrigen Stäbe aus

$$S = \mathcal{S} + u \cdot S_8$$

Dieselben sind in der Tabelle eingetragen, desgleichen die hieraus für eine Inanspruchnahme $\sigma = 1000 \text{ kg}$ und $\sigma' = 886 \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2$ gerechneten Querschnittsflächen F .

Man sieht auch hier wieder, dass eine Reihe von sehr verschieden dimensionirten Trägern erhalten werden kann, je nach der Grösse der Spannung, die man dem überzähligen Stabe beizumisst und je nachdem man die Stäbe in Gruppen von gleicher Inanspruchnahme sondert. Nach dem angedeuteten Rechnungsvorgange macht es aber gar keine besondere Mühe, die Berechnung der Querschnitte für mehrere solche Annahmen durchzuführen und unter den Ergebnissen dann jene zu wählen, welche sich mit Rücksicht auf die Oekonomie und die praktische Ausführung als am vortheilhaftesten darstellen.

b) Das für eine constante Belastung zu dimensionirende System erhält eine künstliche Anspannung bei der Montirung.

In diesem Falle ist es im Allgemeinen möglich, in sämmtlichen Stabgliedern die gleiche Inanspruchnahme unter der Belastung eintreten zu lassen, wenn man den als überzählig bezeichneten Stäben schon bei der Montirung eine Spannung von bestimmter Grösse ertheilt. Dies ist dadurch zu erreichen, dass man diese Stäbe mit einer, um ein gewisses Maass δl_0 gegen ihre geometrisch bestimmte Länge l_0 veränderten, Länge $l_0 + \delta l_0$ in das System einfügt.

Nach den Gleichungen (6) lautet alsdann die für einen dieser überzähligen Stäbe geltende Bedingungsgleichung

$$\Sigma u l \frac{S}{EF} + l_0 \cdot \frac{\delta l_0}{l_0} = 0$$

und mit Rücksicht darauf, dass

$$\frac{S}{EF} = \pm \frac{\sigma}{E}$$

constant sein soll,

$$\frac{\sigma}{E} \Sigma \pm u l + \delta l_0 = 0$$

woraus sich die zu ertheilende Längenänderung mit

$$\frac{\delta l_0}{l_0} = - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\Sigma \pm u l}{l_0} \quad \dots \quad (10)$$

bestimmt.

Wählt man ferner den Querschnitt des überzähligen Stabes $= F_0$, so wird dessen Spannung $S_0 = \sigma F_0$, jene

der übrigen Stäbe des Systems $S = \mathfrak{S} + u S_0$ und bestimmen sich die Querschnitte der letzteren aus $F = \frac{S}{\sigma}$.

Für den unbelasteten Träger folgt die Spannung des überzähligen Stabes nach (6) aus

$$\left. \begin{aligned} \bar{S}_0 &= - \frac{E \cdot \delta l_0}{\sum \frac{u^2 l}{F}} \\ \bar{S} &= u \bar{S}_0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

jene der übrigen Stäbe aus

$$\bar{S} = u \bar{S}_0$$

Wendet man umstehende Formel (10) beispielsweise auf das aus dem Rechteck mit den beiden Diagonalen gebildete Fachwerks-Element (Fig. 11) an, in welchem die Verticalen (von der Länge h) auf Zug, die eine Diagonale (von der Länge l) auf Zug, die andere dagegen auf Druck beansprucht werden, so erhält man

$$\Sigma \pm u l = -2h \cos \alpha$$

und

$$\frac{\delta l}{l} = \frac{2h}{l} \cos \alpha \frac{\sigma}{E} = 2 \cos^2 \alpha \frac{\sigma}{E}$$

d. h. die eine der beiden Diagonalen muss um das Maass δl länger genommen werden, um unter der Belastung eine durchaus gleiche Inanspruchnahme in allen Stäben des Vierecks zu erzielen. Für $\alpha = 45^\circ$, $\sigma = 1000 \text{ kg}$ und $E = 2,000,000 \text{ kg}$, ergibt sich $\frac{\delta l}{l} = \frac{\sigma}{E} = \frac{1}{2000}$, d. i. eine Längendifferenz, welche einer Temperatursdifferenz eines Eisenstabes von ca. 40° C. entspricht.

Werden die beiden diagonalen Stablagen des Fachwerkes unter der Belastung auf Zug, die Verticalen dagegen auf Druck beansprucht, so erfordert eine gleichmässige Inanspruchnahme aller Systemtheile, dass je eine der Diagonalen eines Faches um $-\frac{\delta l}{l} = 2(1 + \cos^2 \alpha) \frac{\sigma}{E}$ verkürzt wird, also bei der Montirung eine künstliche Anspannung erhält, welch' letztere sich nach (11) berechnet.

Für das oben gegebene Beispiel 2 eines Trägers mit 5 m Knotenweite und steifen Diagonalstreben von 7.07 m Länge müsste die eine Diagonalenschaar durchgehends um $7.07 \text{ m} \cdot \frac{1}{2000} = 3.5 \text{ mm}$ länger genommen werden, um unter der Belastung durchaus gleiche Inanspruchnahmen entstehen zu lassen. Im unbelasteten Zustande würden dann, wenn nur eine Diagonalenschaar steif, die andere schlaff construirt wäre, keine Spannungen entstehen. Sind jedoch beide Stablagen befähigt, Druckspannungen aufzunehmen, so berechnen sich für das vorliegende Beispiel die im unbelasteten Träger auftretenden Spannungen nach (11) mit Einsetzung der Werthe $\Sigma \frac{u^2 l}{F}$ aus der auf S. 105 gegebenen Tabelle mit folgenden Werthen:

$$\bar{S}_{14} = \bar{S}_{15} = - \frac{2000000}{190} \cdot 0.35 = -3.72 \text{ t}$$

$$\bar{S}_{16} = \bar{S}_{17} = - \frac{2000000}{249} \cdot 0.35 = -2.84 \text{ t}$$

$$\bar{S}_{18} = \bar{S}_{19} = - \frac{2000000}{512} \cdot 0.35 = -1.38 \text{ t}$$

Für den belasteten Träger gelten dann bei den gewählten Stabquerschnitten jene Spannungen, welche sich auch durch die Zerlegung in die Einzelsysteme ergeben.

Für das Beispiel 3 des Bogenfachwerks-Trägers findet man, dass eine durchaus gleiche Inanspruchnahme dadurch zu erzielen ist, dass beispielsweise dem Stabe 8 eine nach (10) zu bestimmende Längen-

abweichung $\frac{\delta l_8}{l_8} = -2 \cdot \frac{1159.9 - 1309.8}{250} \cdot \frac{\sigma}{E} = +1.20 \frac{\sigma}{E}$ zugemessen

wird. Für $\sigma = 1000$, $E = 2000000$ wäre sonach der Stab 8 um 0.0006 seiner Länge über seine geometrisch richtige Dimension grösser zu wählen und betrüge die in demselben hiedurch entstehende Montirungsspannung nach (11)

$$\bar{S}_8 = - \frac{1.20 \cdot 250}{66.914} \cdot \sigma = -4.4 \text{ t}$$

Aus den vorstehenden Beispielen ergibt sich zur Genüge die Nothwendigkeit einer sehr genauen Anarbeitung der statisch unbestimmten Trägersysteme, wenn zwischen den berechneten und den thatsächlich auftretenden Spannungen eine genügende Uebereinstimmung stattfinden soll. Ganz geringfügige Unrichtigkeiten in den Längen der Stäbe, nur um wenige Zehntausendstel ihrer Längen, und das hiedurch veranlasste Einzwängen oder Anspannen derselben bei der Montage, können ganz wesentliche Abweichungen in den inneren Spannungen zur Folge haben. Will man aber absichtlich solche Montirungsspannungen von bestimmter Grösse hervorrufen, so wird man sich vielleicht zweckmässig des Hilfsmittels der Temperaturdifferenzen bedienen, um bei der Zulage einzelnen Stäben die erforderliche Verlängerung oder Verkürzung in dem richtigen Maasse beizumessen. Nach dem oben Gesagten kann dies vortheilhaft erscheinen, wenn es sich darum handelt, die Inanspruchnahme eines Trägers in allen seinen Theilen gleich gross zu erhalten.

c) Für die Berechnung des Trägers und die Dimensionirung der einzelnen Systemtheile sind verschiedene Belastungsfälle in Betracht zu ziehen. In diesem Falle ist immer, wenigstens die theoretische Möglichkeit vorhanden, die Querschnitte der Stabglieder für eine durchaus gleiche, oder überhaupt von vornherein bestimmte Inanspruchnahme bei der ungünstigsten Belastung zu wählen.

Es sei für eine Gruppe von Stäben, die wir mit dem Index 1 bezeichnen, die ungünstigste Belastung I maassgebend, welche in dem überzähligen Stab (der Einfachheit halber denken wir uns nur einen vorhanden) die Spannung X' , in den übrigen Stäben die Spannungen $S' = \mathfrak{S}' + u X'$ hervorruft. Da nun für die Stabgruppe 1 bei dieser Be-

lastung $\frac{S'_1}{F_1} = \pm \sigma$ = der zulässigen Inanspruchnahme ist,

so lautet die Bedingungsgleichung (6) unter Voraussetzung eines constanten Elasticitäts-Coëfficienten:

$$\sigma \Sigma \pm u_1 l_1 + \Sigma \frac{\mathfrak{S}'_2 + u_2 X'}{F_2} u_2 l_2 + \Sigma \frac{\mathfrak{S}'_3 + u_3 X'}{F_3} u_3 l_3 + \dots = 0$$

In gleicher Weise erhält man für die Stabgruppe 2, in welcher die Belastung II die ungünstigste Beanspruchung σ erzeugt:

$$\Sigma \frac{\mathfrak{S}''_1 + u_1 X''}{F_1} u_1 l_1 + \sigma \Sigma \pm u_2 l_2 + \Sigma \frac{\mathfrak{S}''_3 + u_3 X''}{F_3} u_3 l_3 + \dots = 0$$

u. s. w. Da nun aber

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \pm \frac{1}{\sigma} (\mathfrak{E}_1' + u_1 X') \dots \dots \dots \\ F_2 &= \pm \frac{1}{\sigma} (\mathfrak{E}_2'' + u_2 X'') \dots \dots \dots \\ F_3 &= \pm \frac{1}{\sigma} (\mathfrak{E}_3''' + u_3 X''') \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (12)$$

ist, so ergeben sich die Bestimmungsgleichungen

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \pm u_1 l_1 + \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_1' + u_1 X'}{\mathfrak{E}_1' + u_1 X'} u_2 l_2 + \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_2'' + u_2 X''}{\mathfrak{E}_2'' + u_2 X''} u_3 l_3 + \dots = 0 \\ \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_1'' + u_1 X''}{\mathfrak{E}_1'' + u_1 X''} u_1 l_1 + \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_2''' + u_2 X'''}{\mathfrak{E}_2''' + u_2 X'''} u_2 l_2 + \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_3'''' + u_3 X''''}{\mathfrak{E}_3'''' + u_3 X''''} u_3 l_3 + \dots = 0 \\ \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_1'''' + u_1 X''''}{\mathfrak{E}_1'''' + u_1 X''''} u_1 l_1 + \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_2'''' + u_2 X''''}{\mathfrak{E}_2'''' + u_2 X''''} u_2 l_2 + \Sigma \pm \frac{\mathfrak{E}_3'''' + u_3 X''''}{\mathfrak{E}_3'''' + u_3 X''''} u_3 l_3 + \dots = 0 \end{aligned} \right\} (13)$$

Sind mehr als ein überzähliger Stab vorhanden, so vervielfacht sich dementsprechend auch die Zahl der Gleichungen (13).

Diese Gleichungen wären nach $X' X'' X''' \dots$ aufzulösen, um alsdann durch Substitution dieser Werthe in (12) die Querschnittsflächen der Stäbe selbst zu erhalten.

Man wird jedoch nur in seltenen Fällen von dieser directen Bestimmung der Querschnittsflächen mit Vortheil Gebrauch machen, da bei einer grösseren Zahl von Unbekannten die Auflösung der Gleichungen (13) sehr umständlich und mühevoll wird, und überdies die Bestimmung der ungünstigsten Belastungsweise ohne vorherige Kenntniss der Querschnittsflächen ja auch nur eine angenäherte sein kann. Man wird daher besser thun, hier überhaupt den Näherungsweg einzuschlagen und die Spannungen auf Grund einer vorläufigen, möglichst zutreffenden Querschnittsannahme ermitteln. Mit Hilfe der aus diesen Spannungen gefolgerten Querschnittsflächen kann, wenn nöthig, die Rechnung noch ein zweitesmal durchgeführt werden, womit dann in der Regel ein für alle Fälle vollkommen ausreichender Genauigkeitsgrad erzielt wird.

4. Einwirkung der Temperaturdifferenzen auf statisch unbestimmte Systeme.

Wie bereits oben erwähnt, kann man sich eine Längenänderung eines Stabes auch durch eine Temperaturdifferenz t entstanden denken und werden daher zur Bestimmung des Einflusses dieser letzteren dieselben Gleichungen (6) benützt werden können, wenn darin $\delta l = \alpha t l$ gesetzt wird. Man hat daher

$$\Sigma u l \left(\frac{S}{EF} + \alpha t \right) = 0$$

Hierin bezeichnet t die Temperaturdifferenz in einem Stabe gegenüber dem spannungslosen Zustande des unbelasteten Systems.

Nimmt man an, dass sämtliche Stäbe die gleiche Temperatur-Zu- oder Abnahme erfahren haben, so lässt sich die obige Gleichung auch schreiben

$$\Sigma \frac{S}{EF} \cdot u l + \alpha t \Sigma u l = 0$$

Hieraus folgt, dass für alle jene Systeme, für welche der Summenausdruck $\Sigma u l = 0$ ist, eine gleichmässige Temperaturänderung des Systems ohne Einfluss auf die inneren

Spannungen ist, da sich dann die Bestimmungsgleichung auf

$$\Sigma \frac{S}{EF} \cdot u l = 0$$

reducirt.

Die Beziehung $\Sigma u l = 0$ ist aber für eine Reihe von Systemen erfüllt, unter anderem auch für den continuirlichen Fachwerkträger, für das mehrtheilige Fachwerk und für das aus dem Viereck mit den beiden Diagonalen gebildete Fachwerk-Element. In allen diesen Trägersystemen hat sonach nur eine ungleichmässige Erwärmung Spannungen zur Folge.

Bei allen anderen Systemen, für welche $\Sigma u l$ nicht Null ist, wie z. B. bei den statisch unbestimmten Bogenträgern, treten auch schon bei gleichmässiger Temperaturänderung Spannungen auf.

Bei der Beurtheilung der statisch unbestimmten Systeme darf nicht übersehen werden, dass die Möglichkeit einer exacten Berechnung der in denselben auftretenden Spannungen an gewisse Vorbedingungen geknüpft ist. Eine dieser Vorbedingungen betrifft ein gleichmässiges elastisches Verhalten des Materiales; der Elasticitäts-Coëfficient soll für alle Theile constant sein, beziehungsweise den ihm beilegenden Werth haben. Nun ist aber bekanntlich diese Bedingung auch bei sorgfältigster Auswahl in Betreff möglicher Gleichmässigkeit des Materiales im vollkommenen Maasse nicht erreichbar. Auch der weiteren Bedingung: Vermeidung unbeabsichtigter und uncontrolirbarer Montirungsspannungen, wird in der Regel selbst bei fleissigster Anarbeitung nicht ganz entsprochen sein. Zieht man auch noch den Einfluss allfälliger ungleichmässiger Temperaturänderungen in Betracht, so kann es wohl keinem Zweifel unterliegen, dass zwischen den berechneten und den thatsächlichen Spannungen in einem statisch unbestimmten Systeme immer Unterschiede stattfinden werden, und es ist nur durch rationelle Construction und gute Ausführung zu erreichen, dass diese Unterschiede innerhalb gewisser Grenzen bleiben.

Mit Rücksicht auf diesen Umstand kann das in neuerer Zeit immer mehr zur Geltung gebrachte Princip, nach Thunlichkeit einfache, statisch bestimmte Constructionen anzuwenden, nur gutgeheissen werden, umsomehr, als durch die Einschaltung überzähliger Stäbe nur in gewissen Fällen, — nämlich wenn dadurch in einem Theil des Systems der Sinn der Beanspruchung geändert wird, — eine Materialersparniss möglicherweise erzielt werden kann, in allen übrigen Fällen aber ein Mehraufwand die Folge ist.

Allerdings ist es nicht immer möglich, dem Wunsche nach statischer Bestimmtheit einer Construction Rechnung zu tragen; aber auch dann soll sich der Constructeur von dem Grundsätze thunlichster Einfachheit bei dem Entwurfe des constructiven Gerippes leiten lassen. Es wird dadurch in Verbindung mit einer exacten Ausführung erreichen, dass die auf Grund einer richtigen Theorie ermittelten Inanspruchnahmen mit den thatsächlich auftretenden Spannungen innerhalb jener Fehlergrenzen übereinstimmen, welche wir überhaupt bei unseren Constructionen als zulässig erachten müssen.

Wien, im Jänner 1884.

Motive für die nothwendige Umgestaltung der gegenwärtig zur wissenschaftlichen Erklärung der Naturerscheinungen dienenden Grundlagen.*)

Von **Josef Schlesinger**, o. ö. Professor an der k. k. Hochschule für Bodencultur in Wien.

(Nach dem am 1. März 1884 in der Wochen-Versammlung gehaltenen Vortrage.)

I. Einleitung.

Für den Naturforscher bieten sich zwei Gesichtspunkte dar, nach welchen er die Naturerscheinungen untersuchen kann: der physikalische und der mathematische. Der physikalische Gesichtspunkt sucht die Dinge der Natur möglichst objectiv zu erkennen, das Geschehen der Erscheinungen aus der Beschaffenheit der mitwirkenden Dinge abzuleiten, ohne die dabei auftretenden Zahlenbeziehungen in den Vordergrund zu stellen; der mathematische Gesichtspunkt hingegen betrachtet die Naturphänomene vorzugsweise nach messbaren Umständen, die Maassverhältnisse sind ihm Hauptsache, die physikalischen Ursachen Nebensache. Nicht selten legen Forscher auf den mathematischen Gesichtspunkt den Hauptwerth und hegen die Ansicht, dass die mathematische Formulirung der Erscheinungen auch diese schon erkläre. Dass solch' eine Bevorzugung der mathematischen Richtung der Naturforschung zu einer einseitigen Naturauffassung führt, lässt sich leicht einsehen. So kann beispielsweise das Gesetz des freien Falles ganz gut studirt werden, ohne dass man weiss, ob ein fallender Körper zur Erde gezogen, oder ob er zur Erde gedrückt wird; allein dadurch erfährt man nur das mathematische, aber nicht das physikalische „Wie“ des Geschehens, welches letztere erklären soll, ob das Fallen durch Zug oder Druck, direct oder indirect, kurz, in welcher Weise es geschieht.

Der physikalische Gesichtspunkt sucht also in das Wesen des Zusammenwirkens der Dinge Einblick zu gewinnen, ohne sich aber auf den philosophischen Standpunkt zu stellen, welcher vorzugsweise das am Materiellen auftretende Immaterielle zum Gegenstand des Erkennens nimmt, über das Wesen der materiellen Dinge an sich speculirt, die Frage nach dem Zwecke alles Seienden, u. dgl. m. erörtert. Wenn in der Natur Ursachen auftauchen, welche Bewegungen bestimmen, so untersucht der Physiker die immaterielle Seite der Bewegungsursachen nicht, sondern er sucht nur die Dinge zu erkennen, durch deren Vorhandensein und deren Anordnung die Erscheinung bedingt ist.

Die physikalische Erforschung der Natur ist weit aus schwieriger, als die mathematische, weil erstere auf Dinge gelangt, für deren Erkenntniss die menschlichen Sinne und auch die sie unterstützenden, vorzüglichen technischen Hilfsmittel noch viel zu unvollkommen sind. An dieser Grenze angelangt, muss der Physiker zu Voraussetzungen greifen und Hypothesen aufstellen, welche ihm den noch unerklärten Zusammenhang der Dinge aufhellen sollen.

*) Indem das Redactions-Comité dieser speculativ-philosophischen Studie die Aufnahme in die Vereins-Zeitschrift gewährt, trägt es dem Interesse, welches seinerzeit diesem Vortrage entgegengebracht wurde, Rechnung; es muss aber die Verantwortung für die darin aufgestellten Hypothesen ganz und gar dem Autor überlassen.

Die zahllosen Naturerscheinungen haben die mannigfachsten Hypothesen über das Wirken der Natur zu Tage gefördert, und je mehr Erscheinungen auftreten, um so sicherer lernt man erkennen, ob die bestehenden Hypothesen mit den neuen Erfahrungen stimmen, oder ob sie abgeändert, oder gänzlich durch neue Hypothesen ersetzt werden müssen. Die Geschichte der Physik lehrt auch auf allen ihren Gebieten eine Aenderung der Hypothesen mit fortschreitender Entwicklung der Naturwissenschaft und je weiter wir vorwärts dringen, um so mehr reducirt sich die Menge der fundamentalen Annahmen, so dass schliesslich Dinge unter einerlei Gesichtspunkt erscheinen, die ehemals als wesentlich von einander verschieden betrachtet wurden.

Ungeachtet der mächtigen Fortschritte in der Naturforschung ist man noch bei manchen fundamentalen Hypothesen in starkem Zweifel, ob sie richtig sind und es scheint geboten, neue Hypothesen aufzustellen, welche einen vollkommeneren Zusammenhang der Naturerscheinungen erkennen lassen und noch unerklärte Phänomene erklären.

Um ein Beispiel anzuführen, erwähne ich die Erscheinung, dass ein gut äquilibrirt, um eine Horizontal- oder Verticalachse leicht drehbares Schwungrad einer Ursache, welche es in Drehung versetzen will, einen Widerstand entgegensetzt, der, ganz abgesehen von der Reibung und dem Luftwiderstande, um so grösser ist, je schneller das Rad rotiren soll. Woher kommt dieser Widerstand? Bloss zu sagen, das Schwungrad setze durch seine Trägheit der Bewegungsursache einen Widerstand entgegen, damit ist keine physikalische Erklärung gegeben; denn man sieht gar nicht ein, wie die Trägheit es anstellt, damit der Widerstand entsteht.

Ganz dieselbe Erscheinung tritt ein, wenn man einen Körper an einem langen Faden frei aufhängt und den Körper durch eine Bewegungsursache in pendelartige Schwingung versetzt; je mehr Masse der Körper besitzt, um so grösser der Widerstand bei gleichbleibender Bewegungsursache. Woher kommt der Widerstand?*)

Die physikalische Ursache, warum ein in Bewegung gesetzter Körper Richtung und Geschwindigkeit beibehält, wenn kein ablenkender Umstand vorhanden ist, kennt

*) Der Physiker Dr. Ernst Mach sagt in seinem 1883 herausgegebenen Buche „Die Mechanik in ihrer Entwicklung, historisch-kritisch dargestellt“, dass von einer Trägheit zu reden gar nicht nothwendig sei, weil der von Galilei aufgestellte Kraftbegriff, dass Kraft ein bewegungsbestimmender Umstand sei, welcher Beschleunigung setze (Seite 131), dies nicht nothwendig mache. Ich frage aber: Kann sich Jemand nach dieser Begriffsbestimmung eine klare Vorstellung davon machen, wie die Beschleunigung der Massen zu Stande kommt? Mit den Worten: „Die Kraft setzt Beschleunigung“ ist nur eine Thatsache angegeben, aber nichts ausgesagt wie die Thatsache wird.

man heutigen Tages noch nicht; die Erscheinung ist That-sache; was aber in der Masse wirksam ist und wie das Wirkende es macht, auf dass die Masse ihren Ort o verlässt und nacheinander an andere Orte $o_1 o_2 \dots$ gelangt, ist nicht erklärt.

Manche Physiker meinen, in einer Masse m , welche die Geschwindigkeit v besitzt, stecke eine bewegende Kraft; andere sind der Ansicht, in der Masse m liege Arbeit. So lange aber m seine Geschwindigkeit v nicht verändert, ist die Kraft oder die Arbeit in m beschäftigungslos! Die Kraft oder Arbeit, welche in dem mit der Geschwindigkeit v sich bewegenden Körper m liegt, kann bei entgegen-tretenden Hindernissen die Masse m zum Theil oder ganz verlassen, sie kann auf einen anderen Körper m_1 übergehen. Dabei verliert aber m seine Geschwindigkeit v zum Theil oder ganz, während m_1 in seiner Geschwindigkeit entsprechend verändert wird. Die Kraft oder Arbeit ist also ein etwas Uebertragbares, ein Theilbares, ohne materiell zu sein!?

Die Physiker sind aber nicht im Stande zu erklären, wie es diese übertragbare, theilbare, gänzlich materiellose Wesenheit anstellt, um sich mit der Materie zu verbinden, um die Geschwindigkeit der Massen abzuändern.

Ohne noch weitere Beispiele in diesem Sinne anzuführen, geht aus dem Erwähnten schon zur Genüge hervor, dass die rein physikalische Naturforschung noch gewaltige Aufgaben zu lösen hat, deren Lösung aber auf keinem anderen Wege, als dem der Hypothesen zu vollziehen sein wird; denn die Natur bietet uns hier Dinge, welche direct den Sinnen unzugänglich sind und nur in ihren Wirkungen an den sinnlich erkennbaren Dingen sich offenbaren.

Der mathematische Gesichtspunkt der Naturforschung mag immerhin die physikalischen Hypothesen ignoriren; soviel ist aber sicher, dass ein auf gute Hypothesen gestütztes Auffassen der Natur die Naturvorgänge dem menschlichen Geiste weitaus zugänglicher macht, als mathematische Formeln.

Eine umfassende Naturforschung muss aber sowohl den physikalischen als auch den mathematischen Standpunkt pflegen; beide vereint werden uns erst die Natur im Lichte tieferer Erkenntniss zeigen, als es jeder einzelne zu thun vermag.

II.

Die Fundamental-Hypothesen der Naturforschung. Vorstellungen über das Zustandekommen von Kraft, sogenannter Massenträgheit, Geschwindigkeit und mechanischer Arbeit.

Um auf einen neuen Weg der physikalischen Naturerkenntniss zu gelangen, prüfe man die in der modernen Naturwissenschaft herrschende und weittragendste, gewöhnlich gar nicht direct ausgesprochene, sondern vielmehr als selbstverständlich geltende Fundamental-Hypothese. Welche ist dies aber? Offenbar jene, welche sich auf das alle Erscheinungen Umfassende, auf den Raum bezieht.

Wir hegen nach der modernen Schule die Ansicht, der Raum gibt blos den Ort für die Dinge her, welche in ihrer Gesamtheit die Welt ausmachen; der Raum an sich sei leer und übe in Folge dessen keinerlei wahrnehmbare Wirkung auf die Dinge der Welt aus. Dies ist die Fundamental-Hypothese, die Hypothese vom leeren Raum, welche der modernen Naturwissenschaft zu Grunde liegt. In diesen leeren Raum sind die Dinge der Welt gleichsam hineingestellt und im leeren Raum wirken sie aufeinander, wodurch Ortsveränderungen entstehen, welche die Dinge als Ganzes oder in ihren einzelnen Theilen erleiden. An diese Fundamental-Hypothese schliessen sich weitere Hypothesen an, von welchen ich nur auf diejenigen über Gravitation und den Licht- oder Weltäther hinweisen will; alle zusammen bilden ein System von Hilfhypothesen.

Wenn die Vertreter der Hypothese vom leeren Raum immaterielle Dinge anerkennen, z. B. eine fernwirkende, alle Vermittlung ausschliessende Anziehungskraft, eine immaterielle Kraft oder Arbeit, die sich theilen und übertragen, ansammeln und aufbewahren lässt u. a. m., so ist es einer anderen Hypothese wohl auch gestattet, fundamentale Voraussetzungen anzunehmen, die sich nicht unmittelbar der Wahrnehmung zugänglich erweisen.

Solch eine Voraussetzung ist die Annahme des Gegentheils von dem, was die Hypothese vom leeren Raum besagt, nämlich die Hypothese vom substantiellen Raum und diese lautet: Der Raum an sich ist eine continuirliche, untheilbare, unverschiebbare, durchaus gleichartige, für alle Dinge der Welt durchdringliche Wesenheit, welche auf alle Dinge der Welt einen wahrnehmbaren Einfluss ausübt.

In dieser Hypothese tritt an die Stelle der immateriellen Wesenheiten, welche in dem System der Hilfhypothesen vom leeren Raum auftreten, eine substantielle Gestaltung des Raumes, eine Raumsubstanz, welcher die Eigenschaft der Durchdringlichkeit für alle Dinge der Welt zugesprochen wird und Thatsache ist es ja, dass, soweit menschliche Auffassung reicht, in alle Dinge der Welt, insofern sie nicht blosse Gedankendinge sind, der Raum eintritt und dass umgekehrt sie im Raume sind. Dass der Raumwesenheit Continuität zuerkannt werden muss, ist wohl selbstverständlich; nicht minder schwer ist die Untheilbarkeit, vermöge welcher Raumtheile nicht von einander getrennt werden können, zu begreifen. Wenn aber die Raumwesenheit untheilbar ist und der Begriff Raum überhaupt die Raumwesenheit zur Voraussetzung nimmt, so gibt es kein Ausserhalb des Raumes und man kann hinzufügen, dass die Raumwesenheit absolut dort bleibt wo sie ist, dass sie absolut unbeweglich erscheint.

Ist aber die Raumwesenheit von der erwähnten Beschaffenheit und übt sie auf alle Dinge der Welt einen Einfluss aus, so kann dieser Einfluss ein zweifacher sein: Entweder hält er die Dinge, mit welchen er in gegenseitiger Durchdringung steht, mit einer bestimmten von der Beschaffenheit der Dinge bedingten Intensität fest, welche Eigenschaft man innere Raumanziehung nennen

kann; oder er wird zum feststehenden Mittel, in welchem sich die Dinge der Welt fortziehen; es kann dies als äussere Raumanziehung bezeichnet werden.

In beachtenswerther Weise zeigen sich in der Natur Beispiele, welche uns, allerdings nur beiläufig, eine Vorstellung über die äussere Raumanziehung geben können. Wird auf ein Blatt Fliesspapier ein Tropfen Tinte gegeben, so breitet sich derselbe in leicht sichtbarer Weise im Papiere aus. Die Ursache schreibt man anziehenden, sogenannten capillaren Kräften zu, welche zwischen der Flüssigkeit und der Papiersubstanz sich entwickeln und die Flüssigkeit fortziehen. Ebenso gibt es noch zahlreiche andere Erscheinungen, bei welchen flüssige Körper in festen Körpern durch capillare Ursachen fortgezogen werden. Diese capillare Erscheinung übertrage ich auf gewisse Wesenheiten der Natur und sage, ihr capillarkraftartiges Verhalten zur Raumschubstanz ist es, dass sie mit einer bestimmten Intensität sich in der Raumschubstanz oft mit enormer Geschwindigkeit fortziehen, wobei die absolut feststehende Raumschubstanz die Stütze bildet, an der das Fortziehen möglich wird.

Diese Wesenheiten sind es, welche als Ursachen die Bewegung der Körper hervorrufen; sie sind es, welche die Bewegung der Körper aufheben, wenn sie entweder von den Körpern weg auf andere Körper oder in den Raum übergehen, oder wenn sie an Körpern in's Gleichgewicht treten und daher die Körper nach keiner Seite des Raumes ziehen.

Geben wir dieser physikalischen Wesenheit den Namen Kraftschubstanz, und zwar deshalb, weil mit Kraft gewöhnlich die Ursache einer Bewegung und mit dem Begriff Schubstanz etwas räumlich Ausgedehntes, für sich Seiendes, aufgefasst wird. Ich denke mir sonach unter Kraftschubstanz eine physikalische, eine substantielle Wesenheit, welche die Materie der Körper vollständig durchdringen, sich in der Materie vertheilen kann; welche fähig ist, sich einerseits mit der Masse der Körper zu verbinden, andererseits sich im Raume nach Art der Capillarbewegungen fortzuziehen; welche die Körper zu verlassen und entweder in andere Körper oder frei in den Raum überzugehen im Stande ist.

Sobald man sich jetzt ein Zusammenwirken der Kraftschubstanz und der zwischen den Massen und der Raumschubstanz bestehenden inneren Raumanziehung denkt, werden die Bewegungserscheinungen sofort klar.

Betrachten wir der Einfachheit wegen in Gedanken ein kleines Massentheilchen m . An diesem haften mehrere Theilchen Kraftschubstanz $k_1 k_2 \dots k_n$, von welchen wir voraussetzen, dass sie sich im Raume nach parallelen Richtungen fortziehen; weil sie aber an m durch eine zwischen ihnen und m bestehende Anziehung haften, so nehmen sie m mit, d. h. das materielle Theilchen erhält Bewegung.

Es besteht aber, wie schon erwähnt, zwischen m und der m durchdringenden Raumschubstanz auch eine innere Anziehung, zufolge welcher m an dem Orte o , wo es ist, festgehalten wird. Ist von den Theilchen $k_1 k_2 k_3 \dots$ ihre

fortziehende Stärke genügend gross, so ziehen sie m vom Orte o weg und m tritt in eine neue Position o_1 , in welcher wieder die innere Raumanziehung besteht. Auch diese wird überwunden und zu jedem Ueberwinden der inneren Raumanziehung an einem Orte o_n gehört dasselbe Quantum Zeit, weil ich annehme, die Kraftschubstanz $k_1 k_2 k_3 \dots$ wirken constant. Es können daher die Kraftschubstanztheilchen $k_1 k_2 k_3 \dots$ in einer bestimmten Zeit, z. B. der Zeiteinheit, das Massentheilchen nur durch eine bestimmte Menge von Orten hindurchbringen, also nur einen bestimmten Weg hindurchbewegen, welcher somit die Geschwindigkeit v von m ist.

Die Geschwindigkeit v eines bewegten Massentheilchens oder einer wie ein Massentheilchen bewegten Masse m geht somit aus dem Verhältnisse der bewegenden Kraftschubstanz $k = k_1 + k_2 + \dots$ zu der zwischen der Masse m und der feststehenden Raumschubstanz bestehenden inneren Raumanziehung hervor und es kann $v = \frac{k}{m}$ gesetzt werden. Dabei

versteht man unter gleichen Massen solche Quantitäten von Materie beliebiger Körper, welche gleiche Stärke der inneren Raumanziehung erfahren oder ausüben.

Der Geschwindigkeitsbegriff ist demnach vom Kraftbegriff und Massenbegriff abhängig und es folgt aus ihm: $k = m \cdot v$, d. h. die bewegende Kraft wird durch das Product aus dem Zahlenwerthe der nach irgend einer Masseneinheit gemessenen Masse in den Zahlenwerth der nach irgend einer Längeneinheit gemessenen Geschwindigkeit ausgedrückt.

Wie kann man sich jetzt doch ganz anders das Verharren einer bewegten Masse m in der Geschwindigkeit v vorstellen! Es haften Theilchen einer Kraftschubstanz $k_1 k_2 \dots$ an den Massentheilchen von m ; alle $k_1 + k_2 + \dots = k$ sind parallel gerichtet und ziehen sich in der feststehenden Raumschubstanz in capillarer Art jedoch in einer bestimmten Richtung fort. In ihrer Fortbewegung nehmen sie m mit. Und weil k in gleichen Zeiten stets Gleiches leistet und auch die innere Raumanziehung von m constant ist, so folgt, dass m in der Zeiteinheit von k stets durch dieselbe Weglänge fortgezogen werden wird, wenn keine störenden Ursachen auftreten.

Somit ist in der mit v sich bewegenden Masse m ein bestimmtes Quantum k von Kraftschubstanz unaufhörlich thätig, k überwindet ununterbrochen die innere Raumanziehung von m , folglich leistet k , während m in der Geschwindigkeit v verharret, dasjenige, welches man in der modernen Mechanik mechanische Arbeit nennt; es wird ein constanter Widerstand einen Weg hindurch überwunden.

Die moderne Mechanik stimmt mit dieser Anschauung nicht überein, insofern sie sagt, Kraft sei nur dort vorhanden, wo Bewegungsänderung entsteht. *)

*) Mach. Die Mechanik in ihrer Entwicklung, Seite 131: „... so versteht es sich, dass, wo keine Kraft ist, auch keine Aenderung der Geschwindigkeit stattfindet.“

Demzufolge läge in der mit v sich bewegenden Masse keine Kraft! Es ist dies ein offener Widerspruch, denn mv vermag mechanische Leistungen zu vollführen, folglich ist in m , trotzdem es sich mit der constanten Geschwindigkeit fortbewegt, eine Kraft vorhanden.

Man sieht aus der substantiellen Auffassung der Kraft deutlich den Unterschied zwischen Kraft und Arbeit heraus; ein Unterschied, der zu constatiren nothwendig ist, weil in der modernen Mechanik auch die Auffassung vertreten wird, mechanische Arbeit sei eigentlich Kraft oder umgekehrt.

Für die mathematische Behandlung bleibt es irrelevant, ob diese Ansicht oder jene gelte; allein für die physikalische Betrachtung ist dies nicht gleichgiltig. Wie sollte man sich die Arbeit in m bei der Geschwindigkeit v vorstellen, wenn keine substantielle, die Arbeit leistende Kraft existirt?

Das Verharren einer Masse m in der Geschwindigkeit v ist doch durchaus unverständlich, ohne die Existenz einer substantiellen Kraft, welche sich in der feststehenden Raumsubstanz fortzieht und den Körper mitnimmt!

Und was geschieht denn, wenn bei centraler Stossrichtung die Masse m , deren Geschwindigkeit v ist, an eine andere Masse m_1 stösst? Nach der gewöhnlichen Vorstellung geht von m Arbeit auf m_1 über und was m verliert, gewinnt m_1 , insoferne nicht sonstige Verluste entstehen. Das ist richtig; aber kann man physikalisch diesen Vorgang begreifen? Nach der Auffassung, dass Kraft eine Substanz ist, gehen bei dem Zusammenstosse Krafttheilchen $k_1' k_2' \dots$ von m auf m_1 über. Die Ursache ist folgende: Alle Krafttheilchen $k_1' k_2' \dots$ setzten sich, so lange sie m bewegten, mit der inneren Raumanziehung in's Gleichgewicht, in Folge dessen v entstand. Es ziehen sich also $k_1' k_2' \dots$ mit der Geschwindigkeit v in der feststehenden Raumschubstanz fort. In dem Momente, als m das sich minder schnell (bei gleichem Sinn der Bewegung) bewegende Massen-Theilchen m_1 trifft, macht sich die innere Raumanziehung von m_1 geltend. Wenn nämlich v_1 die Geschwindigkeit von m_1 vor dem Stosse und $v_1 < v$ ist, so überwindet die in m_1 thätige Kraft K_1 in der Zeit 1 nur den auf dem Wege v_1 sich darbietenden Raumwiderstand, der aus der inneren Raumanziehung resultirt. Die Kraft K vermag aber in derselben Zeit 1 die Masse m um den grösseren Weg v fortzubewegen, folglich wird m_1 zum Hinderniss für m . Weil nun K in der Zeit 1 nicht mehr dasselbe leisten könnte, wenn es auf m ganz und ungetheilt bliebe, jedes Krafttheilchen aber immer in gleicher Zeit Gleiches leistet, so gehen von m Krafttheilchen $k_1' k_2' \dots$ auf m_1 über. Indem $k_1' k_2' \dots$ am Fortziehen von m_1 mitwirken, kann $K_1 + k_1' + k_2' + \dots$ in derselben Zeit mehr inneren Raumwiderstand überwinden, also wird m_1 sich schneller bewegen, v_1 wird zunehmen; auf m vermindert sich K um $k_1' + k_2' + \dots$, folglich kann $K - (k_1' + k_2' + \dots)$ in derselben Zeit weniger innere Raumanziehung überwinden, mithin wird v abnehmen und jetzt ist klar, dass der Verlust an Kraft einerseits, dem Gewinn an Kraft andererseits gleich sein muss und weil gleiche Kräfte auch gleiche Arbeitsquantitäten repräsentiren, so muss auch der Verlust

an Arbeit einerseits, dem Gewinn an Arbeit andererseits gleich sein.

Die substantielle Auffassung der Kraft und des Raumes macht uns somit physikalisch die Beziehungen von Kraft, sogenanntem Trägheitswiderstand, Geschwindigkeit und Arbeit vollständig klar. Der Trägheitswiderstand ist nichts anderes, als der aus der inneren Raumanziehung hervorgehende Widerstand; das Verharrungsvermögen ist die Leistung der Kraft, welche auf dem mit constanter Geschwindigkeit v sich bewegenden Körper m diese Geschwindigkeit hervorbringt, indem sie den unaufhörlich vorhandenen constanten Raumwiderstand überwindet. Arbeit übertragen heisst Kraftsubstanz übertragen, denn die Kraftsubstanz vermag erst Arbeit zu leisten.

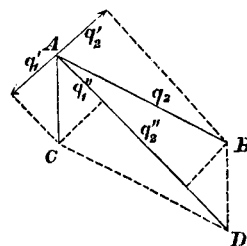
Ich will noch einige Beziehungen mehrerer Kräfte zu einander besprechen.

a) Der Satz vom Kräfteparallelogramm.

Aus der Erfahrung ist es bekannt, dass zwei auf denselben materiellen Punkt m wirkende, einander entgegengesetzt gerichtete Züge oder Drücke den Punkt m in Ruhe erhalten können. Man setzt dann die Wirkungen der Züge oder Drücke, oder vielmehr die Züge und Drücke selbst als gleich gross, nur in der Richtung einander entgegengesetzt voraus. Es ist daher auch möglich, dass Theilchen von Kraftsubstanz an einem materiellen Theilchen m derart haften, dass sie m nicht bewegen, weil sie m gleich stark nach entgegengesetzten Richtungen im Raume ziehen. Ich will solche Krafttheilchen gepaarte Krafttheilchen nennen.

Wenn auf ein Massenthelchen m zwei Kraftquantitäten $q_1 q_2$ von ungleicher Stärke nach verschiedenen Richtungen $A C, A B$, (Fig. 1) wirken, so sucht q_1 das Massenthelchen

Fig. 1.



gegen $A C$ und q_2 sucht es gegen $A B$ zu ziehen. Die innere Raumanziehung, welche bei m besteht, ist nur eine und diese eine innere Raumanziehung wird von q_1 und q_2 angegriffen. In Folge dessen treten q_1 und q_2 durch die innere Raumanziehung von m in Wechselwirkung und es kann bei der Bestimmtheit dieser Anziehung und der nach

Grösse und Richtung gegebenen Bestimmtheit von q_1 und q_2 nur ein eindeutiges Resultat des Zusammenwirkens entstehen, d. h. es kann nur ein bestimmtes Quantum r von Kraftsubstanz wirksam werden. Die innere Raumanziehung von m wirkt zerlegend auf q_1 und q_2 ein, indem es die Krafttheilchen von q_1 , welche in einerlei Richtung $A C$ wirkten, nach verschiedenen Richtungen stellt und ebenso zerlegt die innere Raumanziehung von m die Krafttheilchen von q_2 in analoger Weise. Wenn man sich jetzt diese Krafttheilchen in dem Zustande des Zertheilens vorstellt, so wird man gewahr, dass sich eine gewisse Anzahl von Theilchen zu gepaarten Theilchen verbinden, die anderen Theilchen aber zu einer gemeinsamen Richtung zusammenstellen müssen. Die gepaarten Theilchen repräsentiren sozusagen das Hinderniss, welches die eine Kraft q_1 oder q_2 der anderen q_2 oder q_1 bereitet, um m fortzubewegen; die ungepaarten

Theilchen setzen sich aber zur Resultirenden zusammen. Und weil die Wirkung nur eine eindeutige sein kann, so wird sich ein bestimmtes Gesetz in dieser Zerlegung offenbaren, von dem im Vorhinein nichts bekannt ist. Wir sind hier auf die Erfahrung angewiesen und diese führte zu dem bekannten Satze vom Parallelogramm der Kräfte. Ist AD die resultierende Richtung, so entstand sie nach dem der Zusammensetzung entgegengesetzten Gesetze der Kräftezerlegung. Es müssen also $q_1 q_2$ nach dem Parallelogramm-Gesetze so in $q_1' q_1''$ und $q_2' q_2''$ zerlegt werden, dass erstens $q_1' q_2'$ sich als gleich und entgegengesetzt aufheben, und dass zweitens zwischen $q_1'' + q_2''$ und $q_1 q_2$ das Gesetz des Kräfte-Parallelogrammes ebenfalls gilt. Und wie man sieht, enthält diese dreimalige Anwendung des Kräfte-Parallelogrammes keinen Widerspruch in sich, den $q_1' q_2'$ ergeben sich stets einander gleich, wie immer auch die Richtung von $q_1' q_2'$ gegen $q_1'' q_2''$ beschaffen sei.

Allein von höchster Bedeutsamkeit ist der Umstand, dass die aus dem Gesetze des Kräfte-Parallelogrammes hervorgehende Zusammensetzung und Zerlegung Kräfte gibt, deren absolute Summe mit den zusammengesetzten oder zerlegten Kräften nicht übereinstimmt. So ist $AD = r = q_1'' + q_2''$ kleiner als $AC + AB = q_1 + q_2$ und umgekehrt erhält man durch Zerlegung von AD zwei Componenten AB und AC , wobei stets $AB + AC$ grösser als die gegebene Kraft war.

Wie kann man sich diese Erscheinung physikalisch erklären?

Sie wird durch die Vorstellung erklärt, dass bei der Zusammensetzung zweier Kräfte AB und AC Componenten entstehen, welche als gepaart auftreten und sich aufheben, dass man daher annehmen müsse, an beliebigen materiellen Theilchen seien gepaarte Kräfte in grosser Menge vorhanden. Wirken nun Kräfte $q_1 q_2$ auf einen materiellen Punkt m ein, so verursacht die innere Raumanziehung auch eine Aenderung an den gepaarten an m wirkenden Kräften und erst aus dem Zusammenwirken der Raumanziehung von m , der Kräfte $q_1 q_2$, welche m ergreifen und der an m wirkenden gepaarten Kräfte, ergibt sich ein dem Gesetze des Kräfte-Parallelogrammes entsprechendes Resultat.

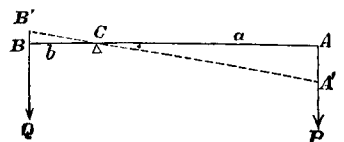
Wie wäre es sonst verständlich, dass eine Kraft AD , welche durch Umstände zu einer Zerlegung in die Richtungen AB und AC gezwungen ist, nach der Zerlegung zwei Kräfte AB und AC liefert, deren absolute Summe grösser ist, als die zerlegte Kraft? Durch das Mitwirken der gepaarten an m wirkenden Kräfte, deren Vorhandensein in den Bewegungen von m nicht erkennbar ist, entstehen erst Componenten, die absolut genommen grösser sind, als die zerlegte Kraft. Ohne Annahme der substantiellen Form der Kraft und des Raumes lässt sich die genannte Erscheinung nicht klar verstehen.

b) Das Hebelgesetz.

Denken wir uns, es seien (Fig. 2) zwei materielle Punkte A und B durch eine steife Gerade AB mit einem fixen Drehungspunkte C verbunden. In A und B wirken zwei Zugkräfte P und Q parallel zu einander und senkrecht zu AB derart, dass Gleichgewicht besteht. Die steife Gerade

bewirke blos die Beziehung von P zu Q , ohne dass sonst in irgend einem anderen Punkte als in A , B und C sich Angriffspunkte von Kräften zeigen. Welches ist die für das Gleichgewicht bestehende mathematische Beziehung von P zu Q ?

Fig. 2.



Wir haben die Grösse einer Kraft durch das Product $k = m \cdot v$ ausgedrückt. Vergessen wir nicht, dass wir Gleichheit der Massen dahin definiert haben, dass

solche Massen gleich seien, welche eine gleiche innere Raumanziehung besitzen. Deshalb werden verschiedene Massen sich in ihren Grössen wie die ihnen zukommenden inneren Raumanziehungen verhalten. Die Massen sind daher in ihren sie messenden Zahlen den inneren Raumanziehungen, wenn diese auch durch Zahlen ausgedrückt würden, proportional. Daraus folgt, dass man im Producte $m \cdot v$ auch m als eine Zahl ansehen darf, welche die Grösse der inneren Raumanziehung einer Masse ausdrückt, oder als den zahlenmässigen Ausdruck eines Widerstandes. Somit ist $m \cdot v$ der mathematische Ausdruck einer mechanischen Arbeit; die substantiell gedachte Kraft erscheint somit in mathematischer Darstellung in der Form mechanischer Arbeit.

An dem Hebel erscheint die Kraft P gleichsam als Stellvertreterin einer in A herrschenden inneren Raumanziehung und ist sonach m durch P zu ersetzen. Ebenso erscheint Q in B gleichsam als innere Raumanziehung und ist m durch Q zu ersetzen. Um die in A und B wirkenden Kräfte nun in der Form $k = m \cdot v$ darzustellen, muss man die Kräfte Bewegungen hervorbringen lassen, welche mit dem Hebel vereinbarlich sind. Denken wir uns eine Bewegung des Hebels durch eine verschwindend kleine Zeit, in welcher der Hebel nur um ein Geringes aus seiner Lage AB in eine andere Lage $A'B'$ geräth, so sind AA' und BB' die Wege, längs welchen die Widerstände P und Q thätig waren. Die Kräfte können daher durch $P \cdot AA'$ und $Q \cdot BB'$ gemessen werden. Weil aber während der gedachten Bewegung der Hebel im Gleichgewichte bleibt, so ist die Wirksamkeit der einen Kraft gleich und entgegengesetzt jener der anderen, daher ihre algebraische Summe gleich Null. Mithin erhalten wir: $P \cdot AA' - Q \cdot BB' = 0$. Weil sich aber $AA' : BB' = a : b$ verhält, so folgt schliesslich: $P \cdot a = Q \cdot b$ als das bekannte Hebelgesetz von der Gleichheit der statischen Momente.

Ohne noch weiter in dieser Betrachtung fortzufahren, welche zu dem Principe der virtuellen Geschwindigkeiten führt, hebe ich nur besonders hervor, dass der Begriff der substantiellen Kraft und des substantiellen Raumes es ist, welcher zu diesen Gesetzen führt und dass dasjenige, was man gewöhnlich in der Mechanik Druck- oder Zugkräfte nennt und durch Gewichtszahlen darstellt, nicht der richtige Ausdruck für die Kräfte ist, sondern dass die Kräfte eigentlich proportional ihren virtuellen Momenten, am Hebel also proportional ihren statischen Momenten sind.

III.

Selbstständigkeit der Kraftsubstanz. Wesenheit der Materie, des Lichtes und der Wärme.

Nach der Hypothese vom substantiellen Raum wird auch die Kraft als eine substantielle Wesenheit erkannt. Diese Kraftsubstanz ist es, welche sich in der absolut feststehenden Raums substanz fortzieht; sie ist es, welche sich mit den Körpermassen vereinigt und ihr Festhaften an den Körpermassen hat die Bewegung der Körper zur Folge. Die Kraftsubstanz vermag sich aber auch von den Massen der Körper zu trennen, auf andere Körper überzugehen und dadurch entstehen die Erscheinungen von der Uebertragung der Kräfte.

Wenn nun die Kraftsubstanz auf andere Körper in beliebigen Theilquantitäten übergehen kann, wenn die Kraftsubstanz sich im Raume fortzieht, so ist es auch denkbar, dass die Kraftsubstanz für sich zu bestehen vermag und es fragt sich: Zeigt uns die Natur die selbstständige Existenz der Kraftsubstanz?

Unschwer ist sie zu erkennen. Was ist denn die von dem Centalkörper unseres engeren Weltsystemes, von der Sonne, kommende Wärme anders, als die selbstständig bestehende Kraftsubstanz! Und ist nicht auch das Licht als eine andere Form der selbstständigen Kraftsubstanz zu betrachten?

Die moderne Physik nimmt nach Huyghens einen Licht- oder Weltäther an und behauptet, es seien Schwingungen dieses Aethers, welche die Erscheinungen von Wärme und Licht bewirken. Newton's Lichtfluidum unterlag gegen den Aether, welcher zwangsloser die Erscheinungen erklärte — und nun, wird man sagen, werde der überwundene Standpunkt der Fluiden wieder aufgefrischt! Man sehe sich aber den gewaltigen Unterschied an, den die Annahme einer Kraftsubstanz und eines substantiellen Raumes gegenüber dem Newton'schen Fluidum aufweist. Nach Newton werden die Theilchen des Fluidums von den das Fluidum abgebenden Körpern fortgeschleudert und die schleudernde Kraft ist es, vermöge welcher die Sonne leuchtet und auch wärmt in so colossalen Entfernungen von ihr. Nach meiner Auffassung aber ist Wärme und Licht eine Kraftsubstanz, welche, als sie noch auf der Sonne war, Massen bewegte und erst in Folge der Loslösung von den Massen zu Wärme und Licht wurde und daher, wenn sie sich wieder mit Massen vereinigt, zu mechanischer Kraft wird. Die als Wärme und Licht auftretende selbstständige Kraftsubstanz wird nicht von der Sonne fortgeschleudert; sie zieht sich selbst in der feststehenden Raums substanz geradlinig fort, so lange keine ablenkenden Ursachen auftreten. Es ist also nicht nothwendig, der Sonne die Entwicklung einer Schleuderkraft zuzumuthen, sondern es ist anzunehmen, dass die Sonne mechanische Kraft an den Raum abgibt, dass diese substantielle Kraft im Raume sich fortzieht und dort, wo sie mit Materie zusammentrifft, wieder mechanische Wirkungen ausüben kann.

Die substantielle Auffassung der Kraft erklärt doch viel anschaulicher die gewaltige mechanische

Leistungsfähigkeit der Sonnenwärme, als die Annahme, es seien die Schwingungen eines der Schwere nicht unterworfenen Weltäthers, welche sich in mechanische Arbeit umsetzen. Dieselbe Vorstellung, welche dazu führt, wie die Bewegung der Massen entsteht, bleibt bestehen, wenn wir Wärme und Licht betrachten, die Vorstellung einer substantiellen Form der Kraft. Die moderne Physik reicht nicht aus mit dem absolut leeren Raum; sie setzt einen Weltäther in ihn hinein, lässt Zwischenräume unter den Theilchen desselben, stattet sie mit verschieden wirkenden Kräften aus und lässt sie hunderte von Billionen Mal in der Secunde hin und her schwingen! Die substantielle Auffassung des Raumes und der Kraft bedarf keiner Extra-Hypothese für Wärme und Licht.

Mit Rücksicht darauf, dass die Erscheinungen der Wärme und des Lichtes neben vielem Uebereinstimmenden auch viel Verschiedenes zeigen, ist es nothwendig, wie bei dem Aether die Aetherschwingungen, bei der substantiellen Kraft Kraftsubstanz-Zusammensetzungen anzunehmen. Was nach der Lehre vom Weltäther seine Schwingungen leisten, wird nach der Lehre von der substantiellen Kraft durch ihre verschiedene Zusammensetzung geleistet.

Betrachten wir jetzt ein Theilchen Kraftsubstanz näher, um zu erschliessen, wie es beschaffen sein muss. Die Kraftsubstanz zeigt zwei Eignungen. Die eine Eignung besteht in der Eigenschaft sich in der Raums substanz fortzuziehen, die zweite Eignung in der Eigenschaft, sich mit der Materie zu verbinden. Die Kraftsubstanz offenbart also zwei Wesenheiten an jedem ihrer Theilchen; die eine sei α oder die positive Kraftsubstanz genannt und zwar jene, welche sich in der Raums substanz fortzieht, also das bewegende Agens in der ganzen Natur bildet; die zweite sei ω oder die negative Kraftsubstanz genannt, weil sie durch ihre Anhaftungsfähigkeit das Fortschreiten der positiven Kraftsubstanz hemmt, daher eine Widerstand leistende Beschaffenheit erhält; also α ist die anziehende, ω die widerstehende Kraftsubstanz.

Denken wir uns α in Form eines verschwindend kleinen Würfels, ω gleichfalls so und setzen wir voraus, beide in der Form congruent zu denkende Substanzwürfel α und ω seien unzerstörbar mit einander an einer Würfelfläche vereinigt; alsdann besitzen wir ein Elementar-Kraftmolecül $\alpha\omega$ mit einer Längsachse.

Wenn Elementar-Kraftmolecüle sich zusammensetzen, so kann die Zusammensetzungsart eine sehr verschiedene sein. So lange kein zwingender Grund vorliegt, denke ich mir eine der einfachsten Zusammensetzungsarten, nämlich so, dass die Achsen der Elementar-Kraftmolecüle zu einander parallel sind und die Länge der Zusammensetzung gleich der Länge des Elementar-Kraftmolecüles ist; ausserdem stelle ich mir vor, alle $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \dots \alpha_n$ liegen nebeneinander und bilden ein zusammengesetztes positives Kraftgebilde $a = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n$ und ebenso stelle ich mir vor, dass alle negativen Elemente $\omega_1 \omega_2 \omega_3 \dots \omega_n$ nebeneinander liegen und ein zusammengesetztes negatives Kraftgebilde $w = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \dots + \omega_n$ geben. Ein Kraftmolecül allgemein genommen ist daher

$aw = (n\alpha)(n\omega)$, wobei n die Anzahl der einzelnen Elementar-Kraftmoleküle ist, welche sich zu einem Kraftmolekül überhaupt vereinigt haben.

Ich kann hier nicht die Gründe entwickeln, welche mich noch zu folgenden Annahmen über die Wesenheit von α und ω , bzw. a und w veranlasst haben, weil dies zu weit führen würde; indessen werden wir ja im Verlaufe der weiteren Untersuchung die Gründe leicht erkennen.

Ich nehme also Folgendes an:

1. So oft ein α mit einem anderen α in directe Berührung tritt, suchen sich beide α zu durchdringen und durchdringen sich auch, so weit dies die herrschenden Verhältnisse zulassen.

2. So oft ein ω mit einem anderen ω in directe Berührung gelangt, suchen die beiden ω aneinander zu verbleiben. Die Durchdringlichkeit der ω untereinander ist jedoch möglich, aber so oft eine Durchdringung zu Stande gekommen ist, suchen sich die ω mit einer Stärke aus der Durchdringung zu bringen, welche um so intensiver ist, je mehr ω bereits in Durchdringung stehen, dann besteht aber das Bestreben im unmittelbaren Nebeneinander und sich durch Anziehung festhaltend zu verharren.

3. Auch bei unmittelbarer Berührung positiver und negativer Kraftwesenheiten verschiedener Kraftmoleküle tritt Anziehung ein, so dass es auch Zusammensetzungen vieler Kraftmoleküle zu Kraftgebilden geben kann.

Ich bezeichne diese drei Annahmen als die Gesetze der physikalischen Constitution der Kraftmoleküle.

Wenn n Elementar-Kraftmoleküle sich zu einem zusammengesetzten Kraftmolekül aw vereinigen, so müssen sich die Gesetze der physikalischen Constitution geltend machen. Die Folge wird sein, dass sich die $\alpha_1 \alpha_2 \dots \alpha_n$ zu durchdringen suchen und daher auch die $\omega_1 \omega_2 \dots \omega_n$ zur gegenseitigen Durchdringung bringen wollen. Die Widerstandsfähigkeit der ω wird nur eine theilweise Durchdringung zulassen. Aus diesem Grunde werden die Achsen der vereinigten Elementar-Kraftmoleküle ihren Parallelismus einbüßen und sich, wenn auch nur äusserst wenig, gegeneinander convergent stellen. Mithin haben wir uns vorzustellen, ein Kraftmolekül überhaupt besitze eine Form, welche sich ungefähr jener einer Pyramide nähert, wobei die $\omega_1 \omega_2 \dots$ gegen die Basis, die $\alpha_1 \alpha_2 \dots$ gegen die Spitze hin liegen. Die Mittellinie der ganzen Zusammensetzung bildet die Achse des Kraftmoleküls; ihre Länge ist gleich jener eines Elementar-Kraftmoleküles.

Stellen wir uns vor, dass solche Kraftmoleküle existiren; denken wir uns ferner, von Natur aus sei die Eigenschaft eines jeden Kraftmoleküles $aw = n\alpha n\omega$ hinsichtlich der Stärke der Anziehung zum Raume und zu anderen Gebilden dem allgemeinen Gesetze mechanischer Wirkung unterworfen, im Speciellen aber sei sie von n abhängig, dann ist die physikalische Form gefunden, an welcher dies sämmtlichen metaphysischen Erscheinungen der Natur gebunden gedacht werden können.

Man kann dann sagen: Jede metaphysische Eigenschaft, sei sie eine bestimmte in der physikalischen, oder sei sie eine bestimmte in der intellectuellen Natur, ist eine Function von der Zahl n der in den Kraftmolekülen $aw = n\alpha n\omega$ vereinigten Elementar-Kraftmoleküle $\alpha\omega$.

Sonach ist eine physikalische Grundlage für alle Naturerscheinungen inclusive jener des geistigen Lebens geschaffen.

Betrachten wir von unserem Standpunkte aus nunmehr die Kraftmoleküle für die mechanische Bewegung, für Wärme, und Licht.

Jede Art dieser Moleküle besitzt ihr specifisches n , oder ein specifisches Gebiet von n , welches zwischen bestimmten Grenzen liegt, so dass, wenn n dem specifischen Gebiete angehört, das Kraftmolekül nicht blos die Eigenschaft der mechanischen Bewegung besitzt, sondern auch alle dem besonderen Gebiete der Kraftmoleküle eigenthümlichen Eigenschaften nachweist.

Wenn bei dem Zusammenstosse zweier Massen von einem Körper auf den anderen Kraftmoleküle übergehen, so erfolgt nicht immer eine Zerlegung der specifisch mechanischen Moleküle, sondern es geht nur eine Menge specifisch mechanischer Moleküle über, ohne dass sich bei den einzelnen Molekülen das n verändert. Wenn aber bei dem Zusammenstosse der Körper in Folge der Widerstände der Massen eine Zerreissung der specifisch mechanischen Kraftmoleküle eintritt, wodurch das n in den von einander getrennten Kraftmolekülen in ein anderes Gebiet fällt, dann erscheint neben der mechanischen Wirkung des Stosses auch noch Wärme, bisweilen auch Licht, und selbst elektrische und chemische Erscheinungen sind oft in ausgiebiger Weise wahrzunehmen.

Sind also Wärme-, Licht- und noch manch' andere nicht rein mechanische Erscheinungen die Folge von Uebertragung mechanischer Kraft, so sind offenbar diese Erscheinungen durch Verluste an mechanischer Kraft entstanden.

Wenn umgekehrt Wärme im Stande ist, in mechanisch wirkende Kraft sich zu verwandeln, so ist dies mit einer Zusammensetzung von Wärmemolekülen zu specifisch mechanisch wirkenden Kraftmolekülen verbunden, folglich verschwindet als Wärme ein der erzeugten mechanischen Kraft entsprechendes Quantum.

Ganz dieselben Schlüsse muss man bei allen sonstig denkbaren und möglichen Umwandlungen ziehen; immer wird der Verlust an Kraftmolekülen eines Wirkungsgebietes eine äquivalente Zunahme von Kraftmolekülen anderer Wirkungsgebiete zur Folge haben und umgekehrt.

Dadurch ist das Gesetz der Erhaltung der Kraft in einer vollkommen allgemeinen Weise erkannt.

Ich bin der Ansicht, dass auch die Geisteskräfte, die wir an Thieren und Menschen wahrnehmen, aus den Kraftmolekülen hervorgehen, und zwar zeigt sich aus weiter durchgeführten Betrachtungen, die ich hier nicht geben kann, der Satz: das geistige Princip der Natur entwickelt sich mit fortschreitender Theilung der Kraftmoleküle, also mit abnehmendem n . Der Zweck der organischen Körperbildungen besteht dem-

nach darin, Kraftmoleküle durch organisirtes Zusammenwirken zu theilen. Die Theilungsproducte zeigen je nach den Werthen von n verschiedene Erscheinungen und sobald n unter eine uns unbekannte Grenze hinabsinkt, beginnt Intelligenz, das Princip organischer und geistiger Entwicklung, in die Erscheinung zu treten. Wo gleichartige in das Gebiet der Intelligenz gehörige Kraftmoleküle entstehen, zeigen sich gleichartige Phänomene der Intelligenz der Natur und so ist es erklärlich, dass z. B. Denken und Urtheilen nicht eine absolut spezifische Befähigung für den Menschen sein kann.

Sind alle Naturerscheinungen an die Kraftmoleküle gebunden und ist ihre Verschiedenheit eine Function von n , so erscheint die ganze Natur als eine einzige ununterbrochene Reihe von Formen der Kraft und selbst die physische Materie kann nichts anderes als ein Glied dieser unendlichen Formenreihe sein.

Ja, was ist aber Materie?

Ich will mir erlauben, in Kürze darauf einzugehen.

Es wurde erörtert, dass die Kraftmoleküle $\alpha\omega$ eine pyramidenähnliche Gestalt besitzen müssen. Denken wir uns so viele pyramidenähnliche Kraftmoleküle nebeneinander vereinigt, dass alle Molekülachsen sich in einem Punkte schneiden und die Kraftmoleküle zusammen den Raum um den Convergenzpunkt herum in grösster Dichte vollständig ausfüllen, so entsteht das zusammengesetzteste Kraftmolekül von der Form $n\alpha n\omega$. Seine äussere Form ist annähernd die eines kugelähnlichen Polyeders; im Innern sind durchwegs die Elemente $\alpha_1 \alpha_2 \dots$ in Durchdringung und nach Aussen reihen sich die Elemente $\omega_1 \omega_2 \dots$, rund herum aneinander und bilden somit eine Form von Kraftsubstanz, welche äusserlich aus durchwegs der Durchdringung mit anderen ebenso gestalteten Formen Widerstand leistender Kraftsubstanz gebildet ist und auf diese Weise die Eigenschaft der Undurchdringlichkeit der Materie vorbereitet.

Solch' ein polyederähnliches Gebilde von Kraftsubstanz, dessen Inneres aus positiver, dessen Aeusseres aus negativer Kraftsubstanz besteht, nenne ich ein Aetom.

Die Aetome bilden die Urmaterie, aus der alle physische Materie zusammengesetzt erscheint. Denken wir uns, es berühren sich mehrere Aetome gegenseitig. Die Berührung erfolgt mittelst des Aeusseren der Aetome und weil dieses Aeussere aus negativer Kraftsubstanz besteht, so setzen die Aetome, wenn sie auf irgend eine Weise zur Durchdringung gezwungen werden, sich einen Widerstand entgegen.

Vereinigen sich durch Anziehung, d. h. durch gegenseitiges Festhalten viele Aetome zu einer für gewisse Verhältnisse unzerstörbar erscheinenden Gruppe, so sind diese Gruppen untereinander noch weit geeigneter, der Durchdringung einen Widerstand entgegenzusetzen, weil eben viele Aetome auf einmal Widerstand leisten.

Zu relativ unzerstörbaren Einheiten zusammengesetzte Gruppen von Aetomen sind materielle Atome und diese bilden in ihrer weiteren Zusammensetzung zu materiellen Molekülen die uns bekannte physische Materie in der Natur.

Man kann sich jetzt ein klares Bild von dem Uebergange der Kraftsubstanz aus ihrer einfachsten Form als Elementar-Kraftmolekül bis zur physischen Materie entwerfen und man vermag zu erkennen, wie aus der an und für sich durchdringlichen Kraftsubstanz die Undurchdringlichkeit der Materie entsteht.

Wenn wir nun die nach vorstehendem Gesichtspunkte entwickelte Vorstellung von dem, was man Materie nennt, festhalten, dann sehen wir deutlich ein, wie es möglich ist, dass Kraftsubstanz mit der Materie sich verbinden kann. Denn die Materie ist ja auch nur Kraftsubstanz und deshalb der Constitution der Kraftsubstanz unterworfen. Wir erblicken also nach der Hypothese vom substantiellen Raum und der substantiellen Kraft in der Materie nur Kraftsubstanz und wenn wir uns jetzt nach der Theilbarkeit der Materie befragen, können wir antworten: Die physische und die chemische Theilbarkeit erstreckt sich unter den in der Physik und Chemie obwaltenden Verhältnissen bis zum Atom. Das Atom ist zerlegbar in Aetome und die Aetome zerstört, liefern nur noch Kraftmoleküle und unter diesen erscheint das Elementar-Kraftmolekül $\alpha\omega$ als Erstes in der Natur und als Letztes in der Theilbarkeit.

Die Gesamtheit der einzeln gedachten Aetome der Urmaterie nenne ich auch Massen-Aether und es ist selbstverständlich, dass die Atome der verschiedenen Grundstoffe nur verschieden gebildete Zusammensetzungen aus Aetomen sein können.

Vergegenwärtigt man sich jetzt den Bau der Materie, so sieht man geistig die Lagerung der Aetome zu Atomen und die Lagerung der Atome zu materiellen Molekülen. Man sieht aus der nahezu polyedrischen Gestaltung der Aetome ein, dass in den Gruppierungen zwischen diesen Aetomen Lücken existiren müssen und man begreift, dass selbstständig bestehende Kraftsubstanz in mancherlei Formen theils als specifisch mechanische Kraft, theils als Wärme oder Licht oder sonst in einer anderen Form in diese Atom- und Massenmolekül-Gebilde eindringen kann, wodurch dann das Vorkommen der bekannten verschiedenen Erscheinungsformen derselben Grundstoffe sich leicht erklärt.

Unsere Betrachtung hat uns dazu geführt, dass alles in der Natur, selbst die Materie, Kraftsubstanz ist, dass sonach von einer selbstständigen Form der Kraftsubstanz nur im engeren Sinne die Rede sein kann, insoferne sie nicht in der Form von Materie erscheint. Ich will jetzt noch diese selbstständige Form, wie sie als Licht und Wärme auftritt, in Kürze skizziren.

Lichtmoleküle sind Kraftmoleküle von der Form $n\alpha n\omega$, in welcher n innerhalb gewisser Grenzen liegt. Bestimmte Werthe von n bestimmen Lichtmoleküle verschiedener Farben.

Ebenso sind die Grenzen des n für Wärme bestimmte Werthe und jedem besonderen n wird ein Wärmemolekül eigener Art, wenn man so sagen darf, eine eigene Wärmefarbe entsprechen.

Da Licht- und Wärmemoleküle die allen Kraftmolekülen allgemeine Eigenschaft des sich Fortziehens im Raume besitzen, so ist dadurch ihre geradlinige Fort-

pflanzung erklärbar, so lange keine ablenkenden Ursachen mitwirken.

Licht- und Wärmemolecüle entstehen der Erfahrung zufolge durch das Zusammenwirken verschiedener Umstände und Massen; wir sehen daraus, dass die Massen grosse Quantitäten von Kraftsubstanz in sich tragen, die nicht zu Materie zusammengesetzt ist, welche aber unter geeigneten Umständen zum Raume eine stärkere Anziehung als zu den Massen äussert und daher die Massen als Licht oder Wärme oder auch in anderen Formen verlassen kann.

Weil sonach Licht und Wärme durch Processe an den Körpern hervorgehen, so müssen wir uns vorstellen, dass in dem sich bewegenden Licht oder in der sich bewegenden Wärme die Licht- und Wärmetheilchen hintereinander folgen und durch mehr oder weniger lange Zwischenräume getrennt sind. Die Geschwindigkeit des Sich-Fortziehens der strahlenden freien Kraftsubstanz im Raume ist uns aus Beobachtungen bekannt, denn wir wissen, dass das Licht sich mit rund 40.000 Meilen in der Secunde fortpflanzt. Wenn nun beispielsweise in einer und derselben Geraden die Lichttheilchen eine Meile weit hintereinander sich folgen, so gelangen auf diesem in das Auge gerichteten Strahle 40.000 Lichttheilchen pro Secunde in das Auge. Je näher die Lichttheilchen hintereinander sich folgen, desto intensiver wird die Wirkung im Auge werden. Es ist somit die Lichtintensität eine Function der Folgedistanz der Lichttheilchen. Dasselbe gilt auch für die Wärme.

Leitet man auf eine zu beleuchtende Fläche F Licht aus irgend einer Lichtquelle, so erleiden die auftreffenden Lichtmolecüle eine Einwirkung durch die an der Fläche F vorhandene Kraftsubstanz der Materie. Wie bei dem Zusammenstosse von Massen die bewegende Kraftsubstanz durch die Widerstände beeinflusst wird, so geschieht es auch bei dem Auffallen von Lichttheilchen und Thatsache ist es ja, dass die Gesetze der Reflexion, die wir bei dem Stosse elastischer Körper wahrnehmen, auch bei dem Anpralle des Lichtes auf glatte Flächen gelten.

Die Einwirkung der Kraftsubstanz der Materie auf die Kraftsubstanz des Lichtes kann es verursachen, dass von den auffallenden Lichtmolecülen einige in Folge ihrer Werthe von n mit der Kraftsubstanz der Materie sich verbinden und in der Materie selbst eine Fortziehung erleiden, während Lichttheile mit anderen Werthen von n sich nicht fest an die Materie binden und daher wieder dem Raume sich zuwenden, aus dem sie kamen. Auf diese Weise ergeben sich die Erscheinungen der Durchsichtigkeit gewisser Materialien und der Farben der Körper.

Wenn Lichtmolecüle mit verschiedenen Kraftmolecülen zusammenkommen, welche in den Körpermassen anwesend sind, so können sich unter geeigneten Umständen Zusammensetzungen oder Zerlegungen der Lichtmolecüle ergeben, bei welchen das n nicht mehr in das Lichtgebiet gehört. Es verschwindet dann das Licht. Dadurch erklärt sich die unter verschiedenen Verhältnissen auftretende Lichtabsorption.

Wenn Licht aus verschiedenen Lichtquellen auf eine Fläche während derselben Zeit auftrifft oder, wenn Licht derselben Lichtquelle auf mehreren ungleich langen Wegen

auf eine Fläche auch während derselben Zeit anlangt, so kann es geschehen, dass die Lichttheilchen hintereinander auf die Fläche treffen und von ihr reflectirt werden, in welchem Falle die Fläche heller erscheint. Sind die Lichttheilchen von verschiedener Farbe, so ist die Empfindung im Auge eine im Allgemeinen von den Farben der Lichttheilchen abhängige.

Die Empfindung für Farben überhaupt hängt auch davon ab, welche Beschaffenheit die das Licht aufnehmenden und empfindenden Kraftmolecüle besitzen. Dadurch erklären sich die oft namhaft verschiedenen Farbeempfindungen bei verschiedenen Personen, welche dieselbe Farbe betrachten, die sogenannte Farbenblindheit.

Es kann aber auch geschehen, dass Lichtmolecüle auf einer Fläche sich derart treffen, dass sie sich zu Lichtmolecülen anderer Art vereinigen; dadurch werden die Interferenz-Erscheinungen erklärt. Fallen die Verbindungen mit ihrem n ausserhalb der Grenze des Lichtgebietes, so entsteht anstatt einer Vermehrung der Helligkeit, Dunkelheit.

Um sich die Polarisations-Erscheinungen zu erklären, denke man sich, dass die Lichtmolecüle nicht einzeln, sondern gruppenweise zusammengesetzt hintereinander von der Lichtquelle sich entfernen. Jede solche Gruppe kann man sich in der Hauptform wie ein einem Kreiskegel entfernt ähnliches Gebilde, welches ich einen Lichtcomplex nennen will, vorstellen. Fällt nun ein Lichtcomplex auf eine Fläche auf, so werden die von der Fläche auf die Lichtcomplexe wirkenden Kräfte von den Lichtcomplexen einzelne Lichtmolecüle, die zusammen auch einen mehr oder weniger kegelähnlichen Lichtcomplex geben, in die Körpermasse hineinziehen und sowohl die in den Körper eintretenden, als auch die reflectirten Lichtcomplexe werden eine veränderte Beschaffenheit besitzen. Welche Beschaffenheit, kann nur durch die Erfahrung festgestellt werden. Die Erfahrung lehrt nun, dass die reflectirten Lichtstrahlen in entsprechender Weise auf nochmalige Reflexion untersucht, seitliche Eigenschaften zeigen, die sie vor der Reflexion nicht besaßen, Eigenschaften, die unter dem Namen Polarisation des Lichtes bekannt sind. Denkt man sich, dass der Act des ersten Auffallens des Lichtes dem Lichtcomplex Lichtmolecüle entzieht, die zur Lichteinfallsebene symmetrisch gelegen sind, dass aber die Form des Lichtcomplexes im Wesentlichen sich nicht ändert, so zeigt dann der reflectirte Lichtcomplex um seine Achse herum ungleiche Dichtigkeiten, ungleiche Mengen von Lichtmolecülen, jedoch in symmetrischer Anordnung zur Einfallsebene. Daher kann bei neuerlicher Reflexion der reducirte Lichtcomplex nicht bei jeder Lage der Reflexionsfläche gleichviel Lichtmolecüle reflectiren und so wird es kommen, dass bei gewissen Stellungen derselben fast gar keine Lichtmolecüle zur Reflexion gelangen, also das Licht ausgelöscht erscheint.

Auch sieht man ein, dass in dem Falle, als das Material des beleuchteten Körpers durchsichtig ist, der in das Materiale eindringende Lichtstrahl selbst aus Lichtcomplexen bestehen wird, die gleichsam aus den auffallenden Lichtcomplexen durch die Kräfte der Reflexionsfläche heraus-

gezogen worden sind, daher in der Dichte der den eintretenden Complex bildenden Lichtmolecüle sich das complementäre Verhältniss zur Dichte der reflectirten Lichtmolecüle zeigen wird, so dass dem Maximum der Dichte der Lichtmolecüle in den reflectirten Lichtcomplexen das Minimum der Dichte in den Lichtcomplexen des gebrochenen Lichtes entspricht — in voller Uebereinstimmung mit den Thatsachen.

Die Aether-Theorie nimmt an, im polarisirten Lichtstrahl schwingen alle Aethertheilchen in einer Ebene senkrecht zur Richtung des Lichtstrahles. Um dies experimentell zu bestätigen, liess Dove parallel zur Achse eines hohlen, polirten kreisförmigen Glaskegels, dessen Seiten mit der Kegelachse den durch Erfahrung bestimmten Polarisationswinkel einschlossen, auf einen kreisförmigen Ring dieser Fläche Sonnenstrahlen einfallen und nach der Reflexion auf einer zur Kegelachse senkrechten Ebene vereinigen. Schwingt der Aether im reflectirten Strahl nur in einer Ebene, so muss der Aether an der Vereinigungsstelle aller reflectirten Lichtstrahlen in allen möglichen Ebenen schwingen und deshalb wird das von der Vereinigungsstelle reflectirte Licht wieder gemeines Licht sein, wie es thatsächlich auch gefunden wird.

Dieses Experiment gilt aber ganz genau auch für die substantielle Auffassung des Lichtes; denn alle Lichtmolecüle, welche in einem der reflectirten, also polarisirten Lichtcomplexen fehlen, werden durch die Lichtmolecüle der übrigen polarisirten Lichtcomplexen ersetzt, so dass der vereinigte Lichtcomplex keine seitlichen Verschiedenheiten mehr zeigen kann, also wieder gemeines Licht ist.

Das Experiment von Dove spricht daher keineswegs ausschliesslich zu Gunsten der Vibrationstheorie des Aethers, sondern auch zu Gunsten der Substantialität des Lichtes.

Selbstverständlich gelten diese Erklärungen der Intensferenz und der Polarisation auch für Wärme und gewiss auch für andere Kraftmolecüle, deren analoges Verhalten vielleicht bis nach langer Zeit erst wird entdeckt werden.

Ich will nur noch eine Art von Lichterscheinungen flüchtig berühren: die Brechungs-Erscheinungen.

Sonnenlicht wird in bekannter Weise durch ein dreiseitiges Glasprisma in farbige Bestandtheile zerlegt. Der

Grund dieser Zerlegung ist leicht einzusehen. Im Sonnenlichte bewegen sich Lichtcomplexe von verschiedenen Farben in einer gewissen mittleren Folgedistanz hintereinander fort. Jeder solche Complex bewirkt im Auge eine besondere Empfindung; die verschiedenen Empfindungen verschwinden in eine Gesamtempfindung, welcher wir den Namen farbloses oder weisses Licht gegeben haben. Trifft ein farbiger Lichtcomplex auf die Prismenfläche auf, so wird die Einwirkung der von dieser Fläche ausgehenden Kräfte auf die Lichtcomplexe von der Beschaffenheit des n in den Lichtmolecülen und auch von der Form der Lichtcomplexe abhängen. Es ist daher vollständig begreiflich, dass jede Art von Lichtcomplexen in der ihrer Beschaffenheit entsprechenden Richtung in das Glasprisma hineingezogen wird. Man sagt, das Licht werde in seine farbigen Bestandtheile zerlegt. Allein strenge genommen ist es nur eine Sonderung der Lichtmolecüle, ohne dass diese selbst in farbige Bestandtheile zerfallen.

Wenn man sich die Complicirtheit vorstellt, dass in einem Sonnenstrahle die Aethertheilchen so bunt durcheinander schwingen, dass die einen Schwingungen rothes, die anderen gelbes, andere wieder ein anderes Licht erzeugen und dass sich diese Schwingungen an der Prismenfläche so anstandslos und regelmässig von einander trennen und dass der unbegrenzte Aether trotz seiner fast unendlich grossen Leichtbeweglichkeit das farbige Licht nach dem Austritte aus dem Prisma scharf getrennt nebeneinander fortpflanzt; dann muss man wohl sagen, es gehört ein starker Glaube dazu, das Licht, und selbstverständlich auch die Wärme, sich als Aetherschwingungen vorzustellen. Wie einfach erscheint dagegen Licht und Wärme in Form von hintereinander wandernden Lichtcomplexen!

Auch die wunderbaren Spectral-Erscheinungen lassen sich durch die hier erörterte Substantialität des Lichtes und der Wärme viel leichter als durch Aetherschwingungen erklären, während letztere es geradezu unbegreiflich erscheinen lassen, wie gewisse Lichterscheinungen, einander einschliessende Lichthüllen (Aureole) sichtbar werden können.

(Der Schluss des Aufsatzes folgt im nächsten Hefte.)

VILLA IN DORNBACH BEI WIEN.

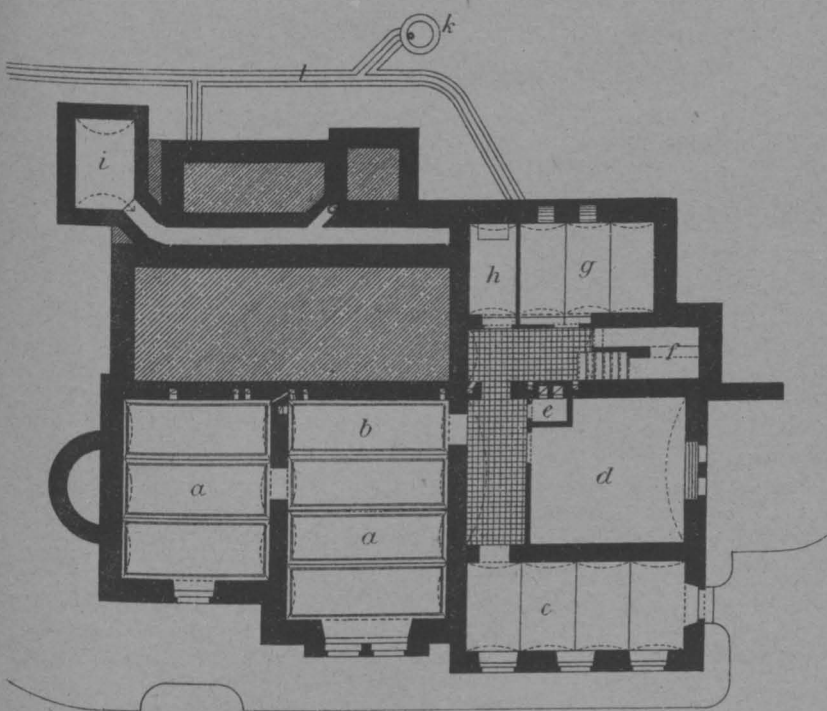
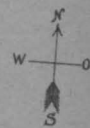
Architekt A. v. Wielemans.



VILLA IN DORNBACH BEI WIEN.

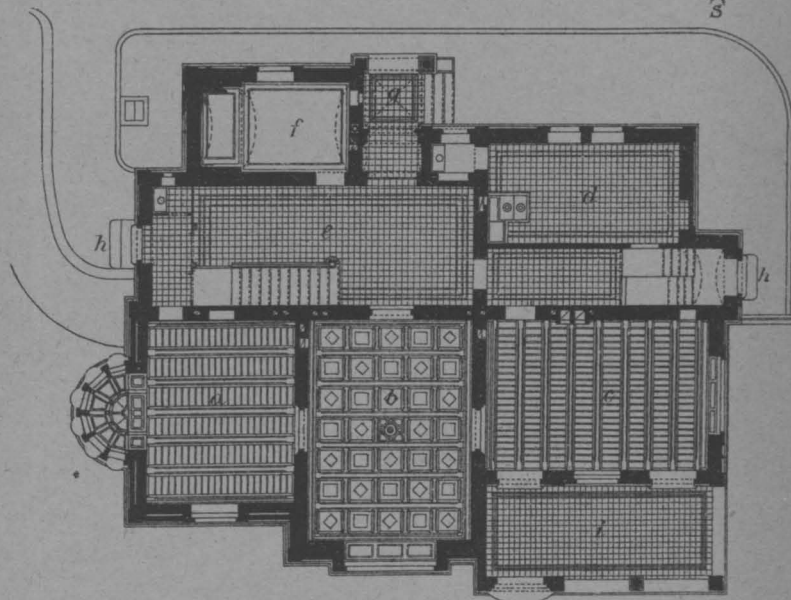
Architekt. A. v. Wielemans

Bl. 12



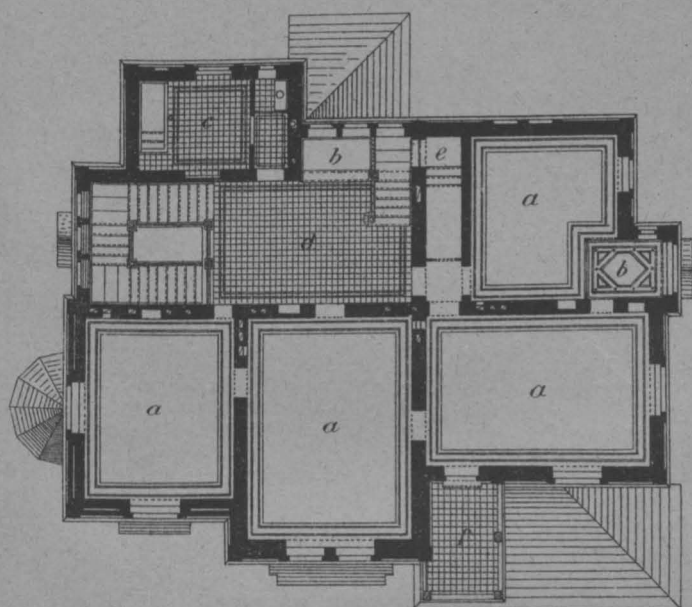
Souterrain.

- a. Gärtner Wohnung
- b. Küche
- c. Gartengeräthe
- d. Holzlage
- e. Heizkammer
- f. Speise
- g. Keller
- h. Pumpe
- i. Senkgrube
- k. Brunnen
- l. Wasserlauf.



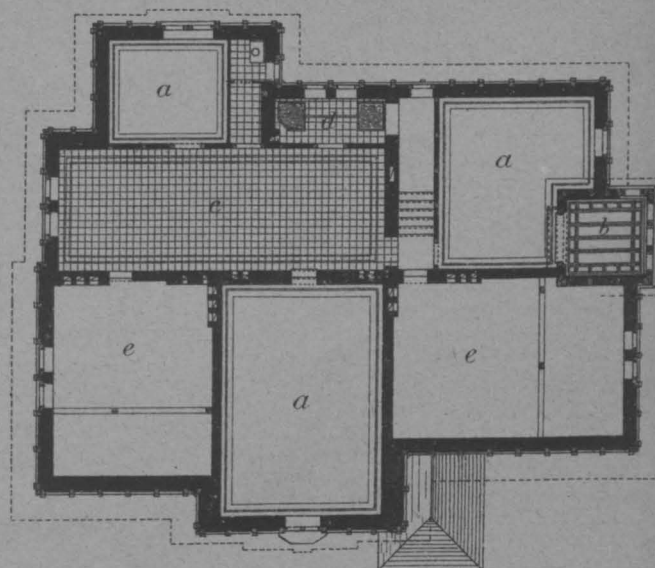
Parterre.

- a. Herrenzimmer
- b. Empfangszimmer
- c. Speisezimmer
- d. Küche
- e. Stiegenhaus
- f. Dienerzimmer
- g. Haupteingang
- h. Nebeneingang
- i. Veranda.



1. Stock.

- a. Wohnzimmer
- b. Erker
- c. Bad
- d. Stiegenhaus
- e. Bodenstiege
- f. Veranda.



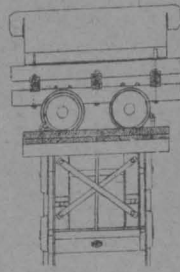
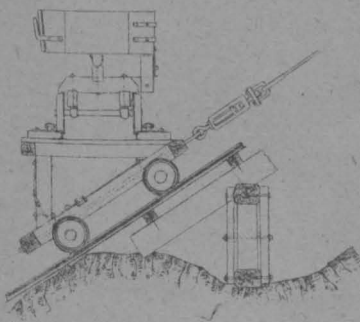
Dachboden.

- a. Wohnzimmer
- b. Thurmerker
- c. Vorhaus
- d. Wasserreservoir
- e. Bodenräume.

Maßstab = 1:250.

SEIL-AUFZUG BEI Km. 122.6 (beim Schmiedtobel.)

Hund mit Rollwagen.



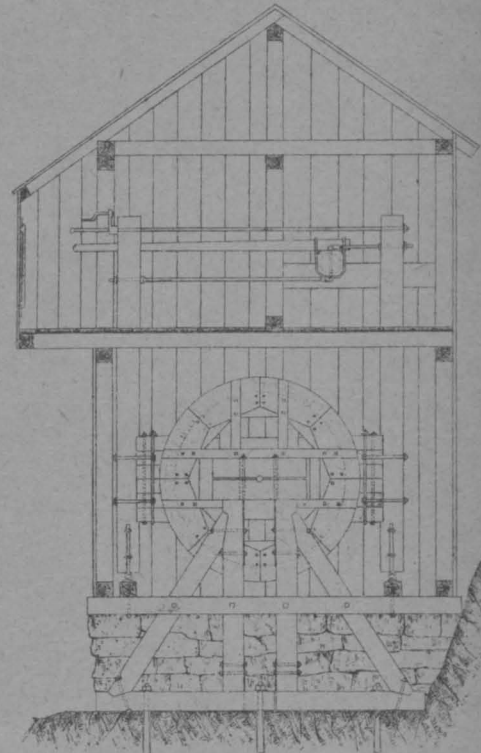
Längenschnitt.

809.65
Schw.Höhe
Bahnachse

1:75

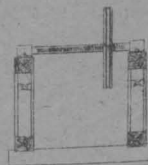
Basis-Höhe = 1:0.75

Trommel-Häuschen.

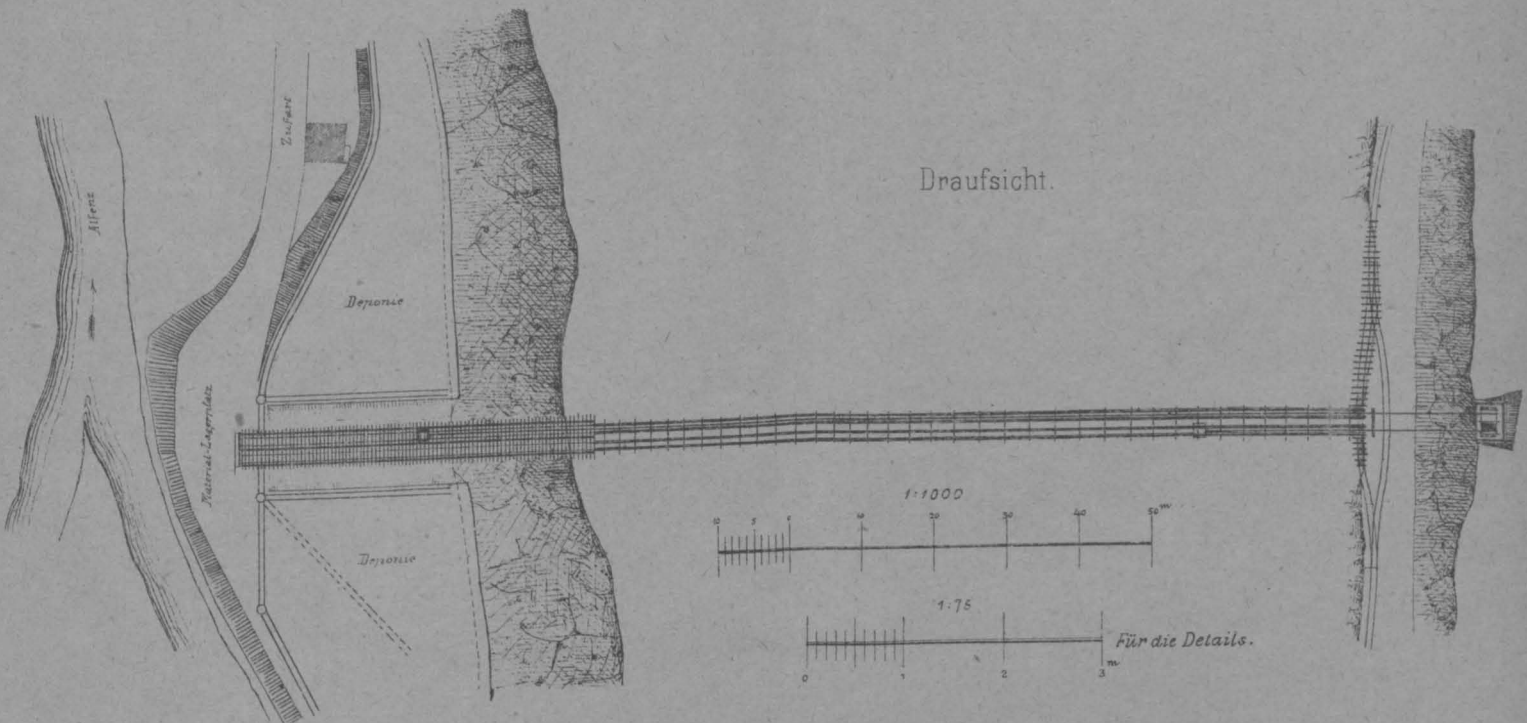


1:75

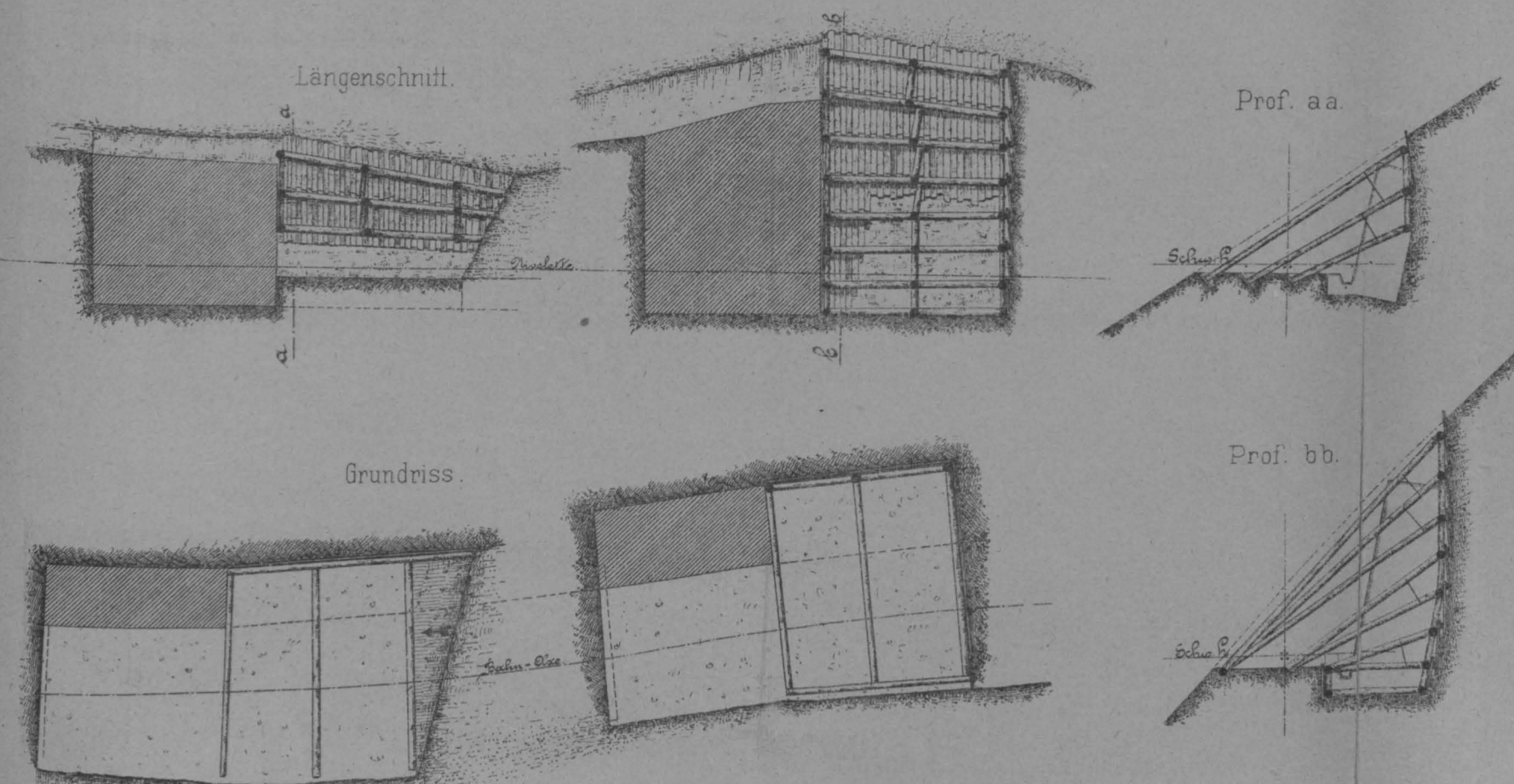
Leitrolle für das Seil.



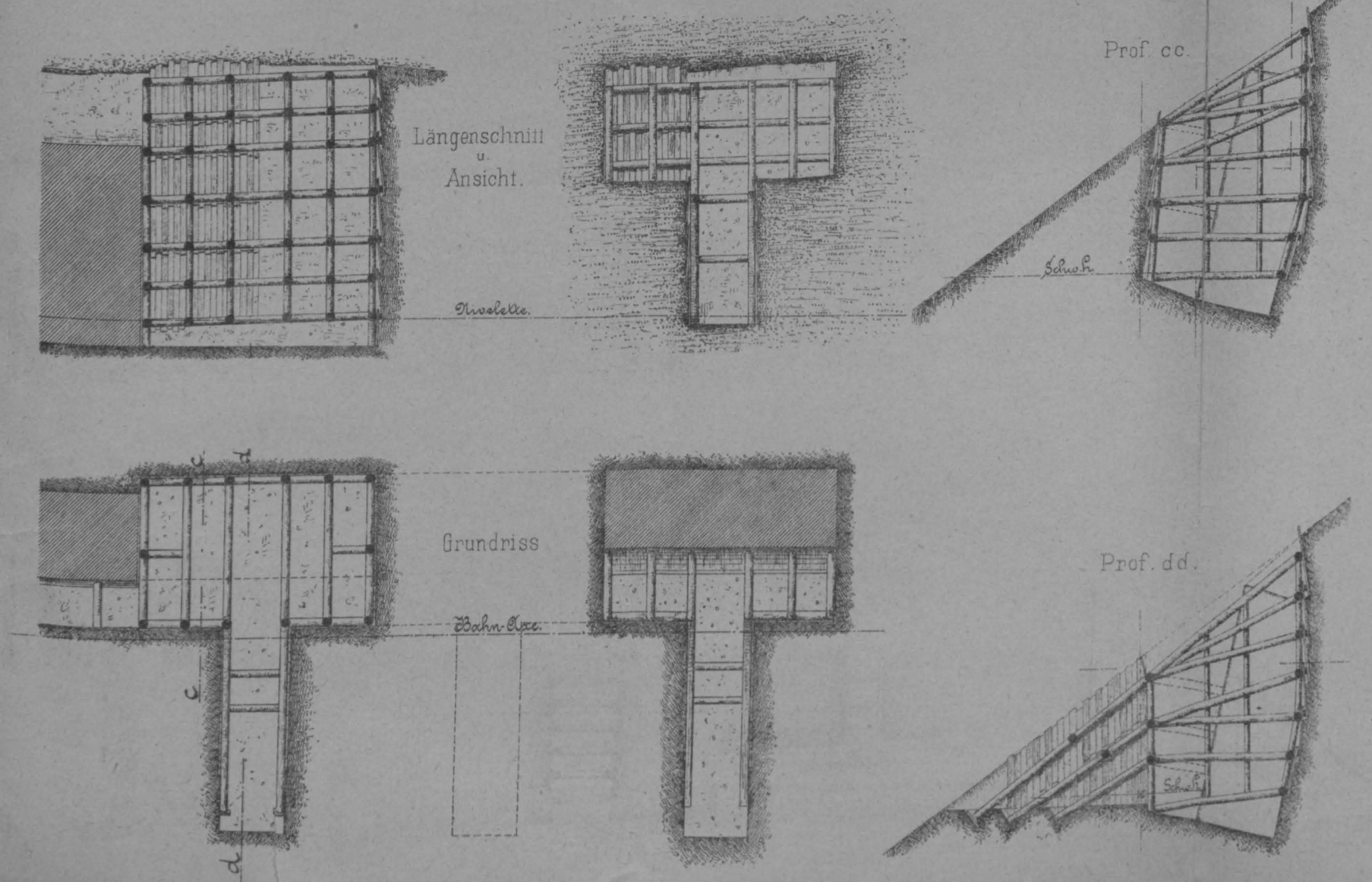
Draufsicht.



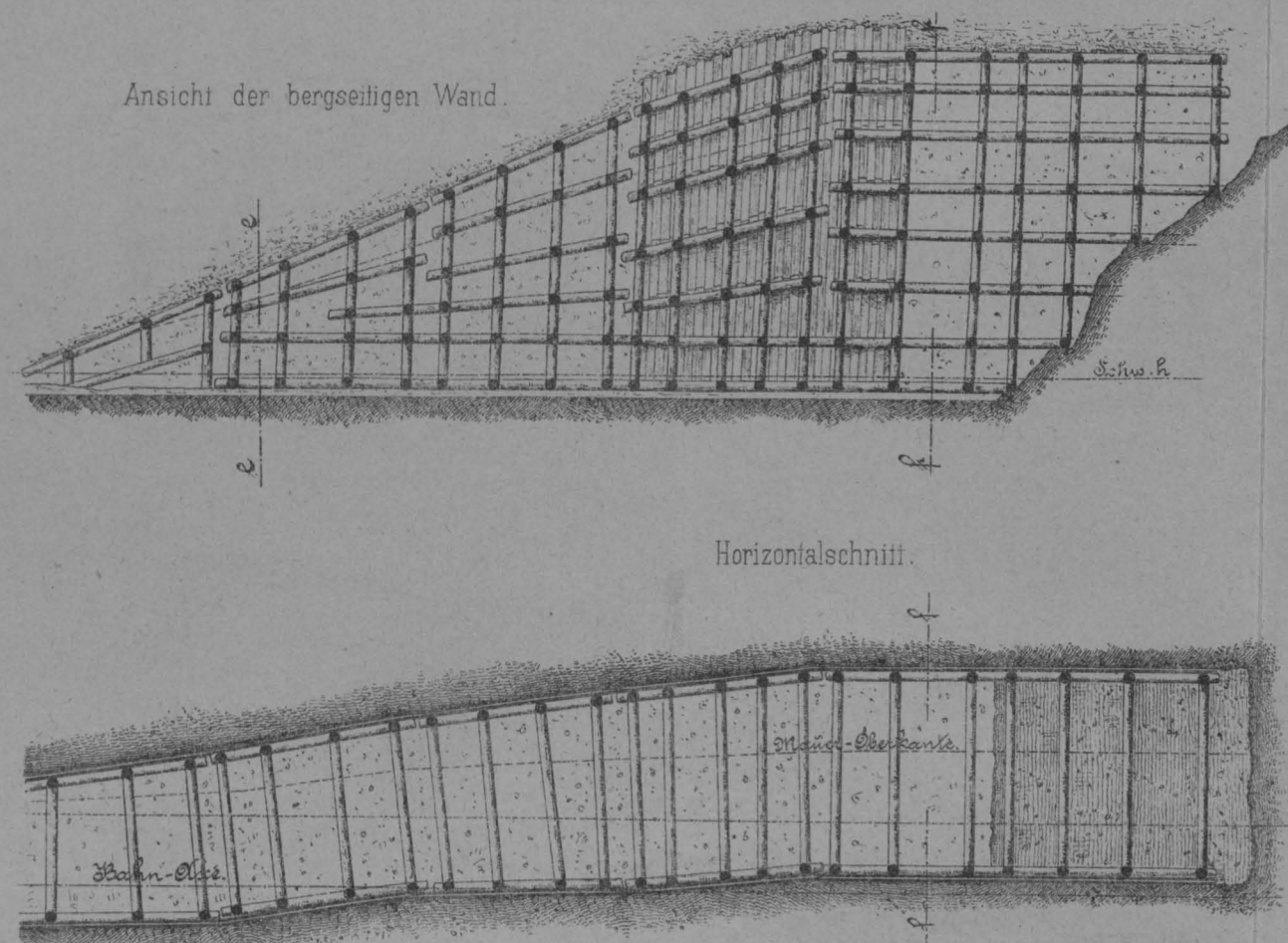
1. Baubetrieb mit vollem Profil.



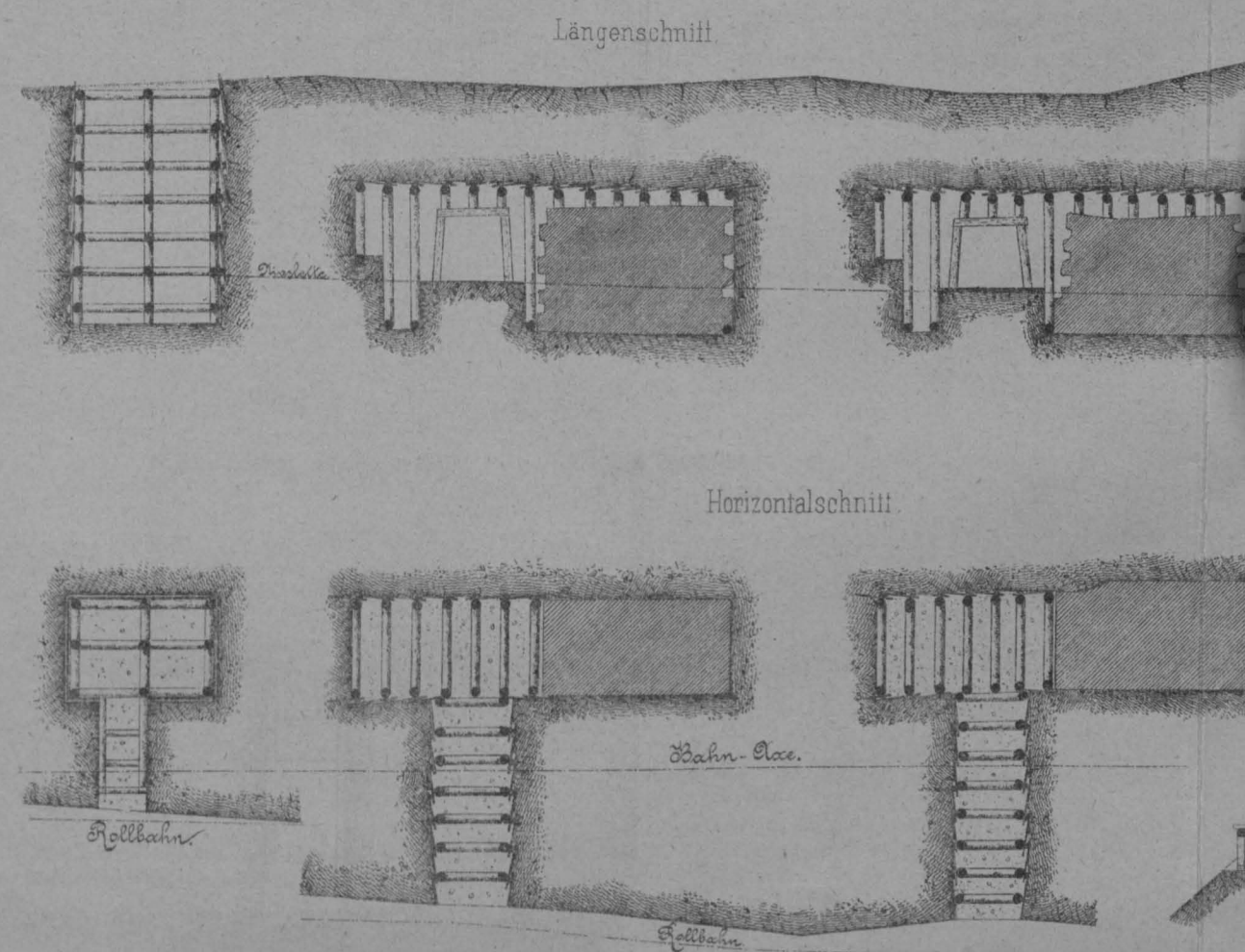
2. Baubetrieb von Schlitz aus (im Anschnitt)



3. Baubetrieb von Schlitz aus (im vollen Einschnittsprofil).



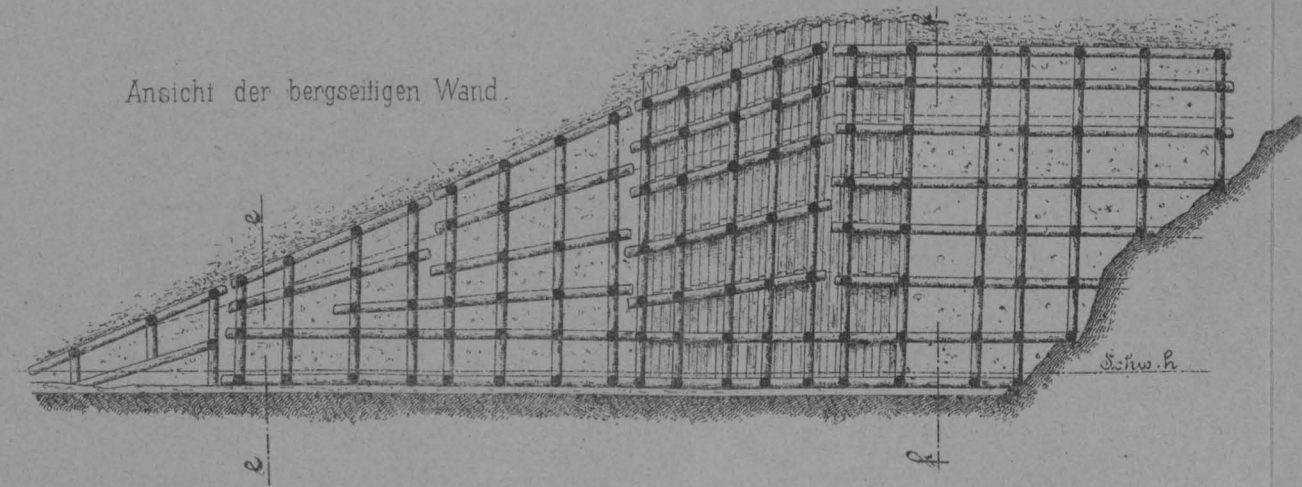
4. Baubetrieb mittelst Schächten und Stollen.



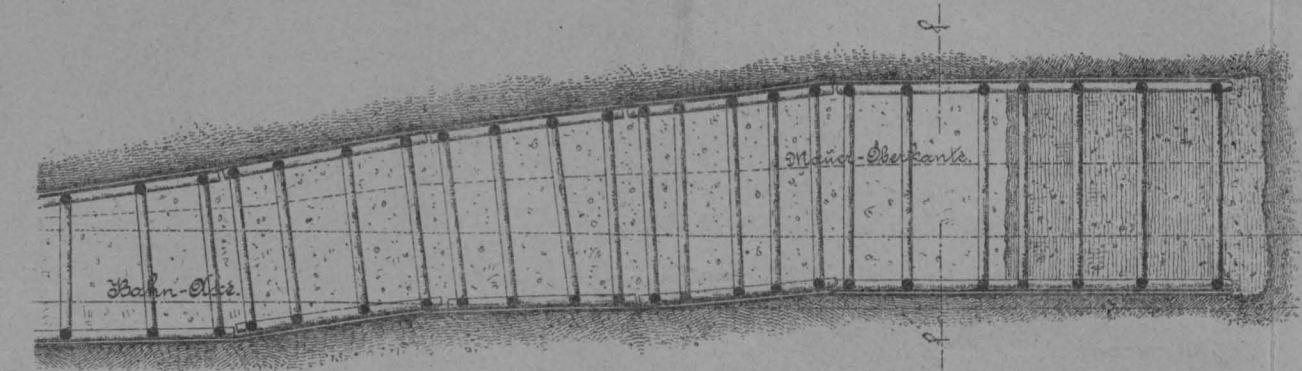
Maassstab = 1:250

3. Baubetrieb von Schlitten aus (im vollen Einschnittsprofil).

Ansicht der bergseitigen Wand.

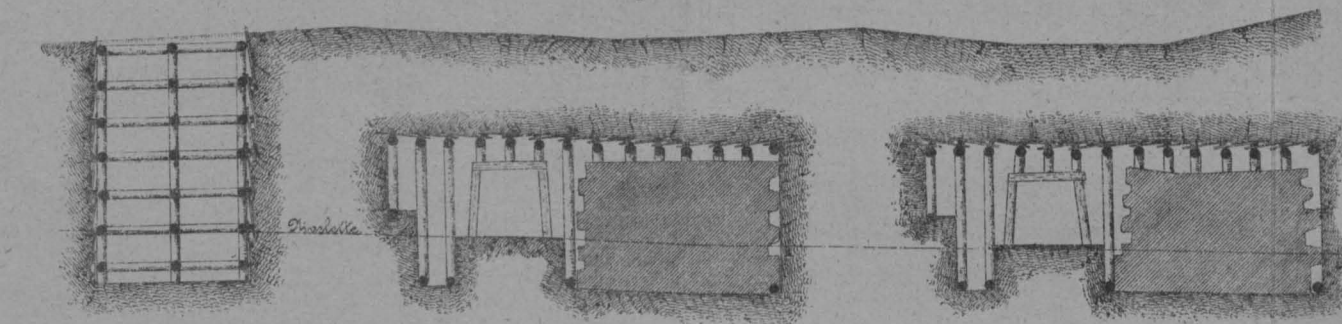


Horizontalschnitt.

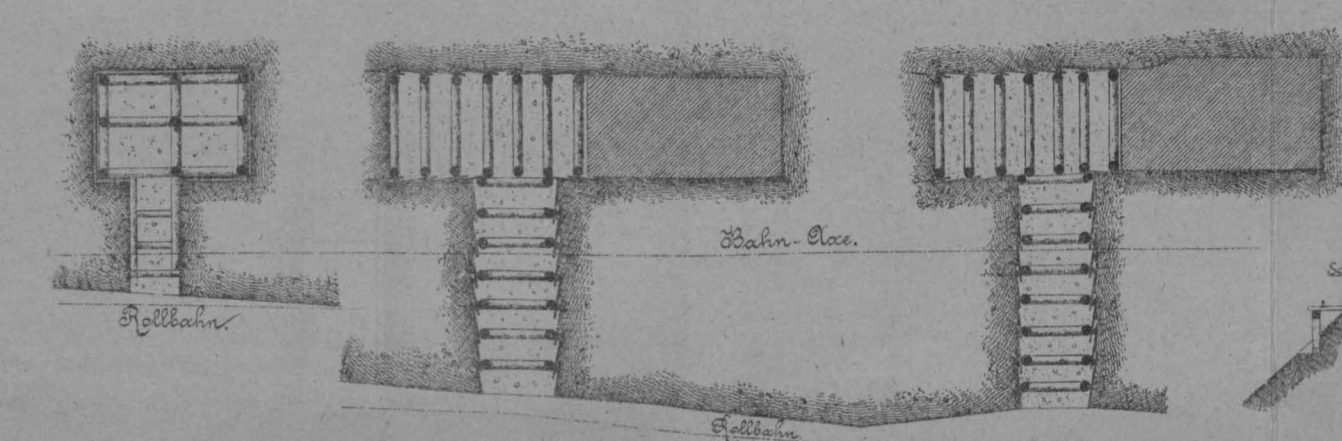


4. Baubetrieb mittelst Schächten und Stollen.

Längenschnitt.

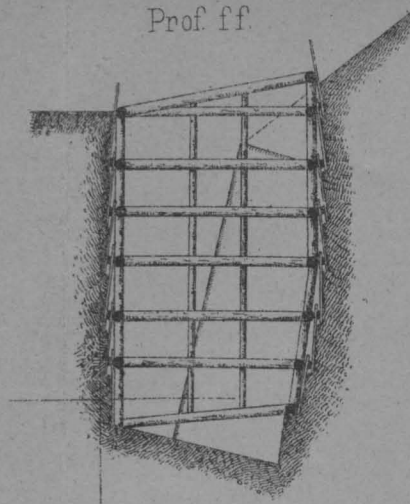


Horizontalschnitt.

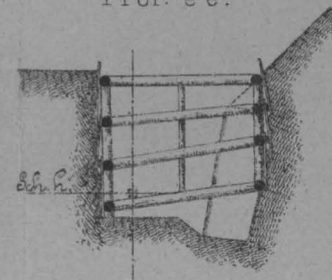


Maassstab = 1:250

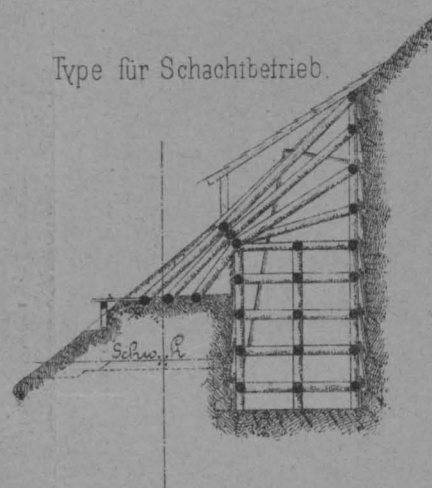
Prof. ff.



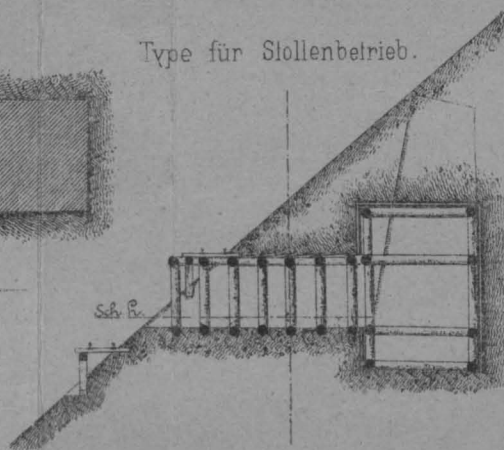
Prof. ee.



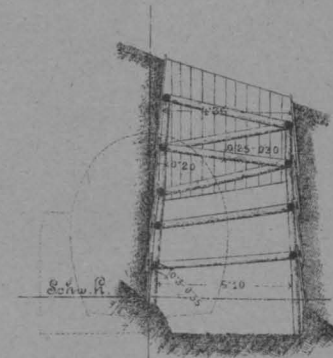
Type für Schachtbetrieb.



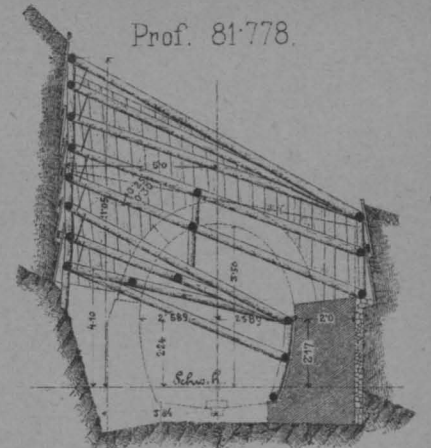
Type für Stollenbetrieb.



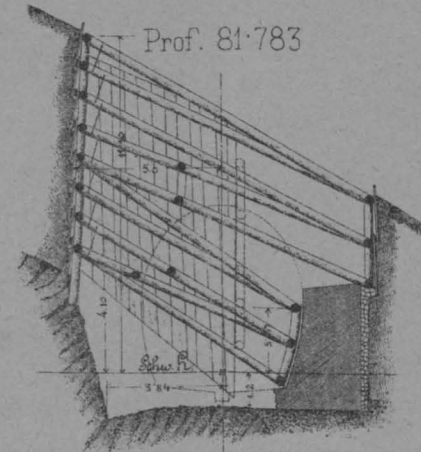
Prof. 81'778.



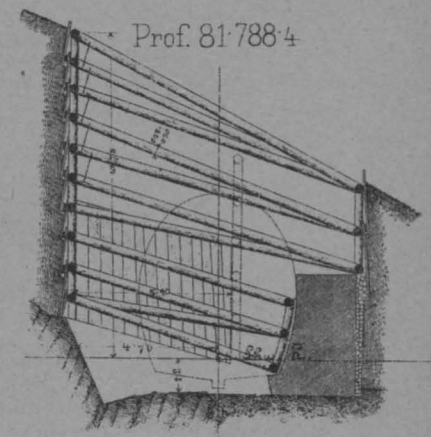
Prof. 81'778.



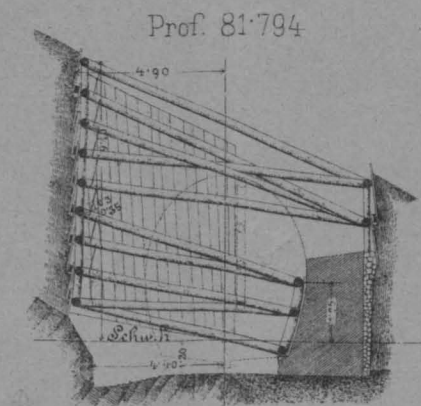
Prof. 81'783



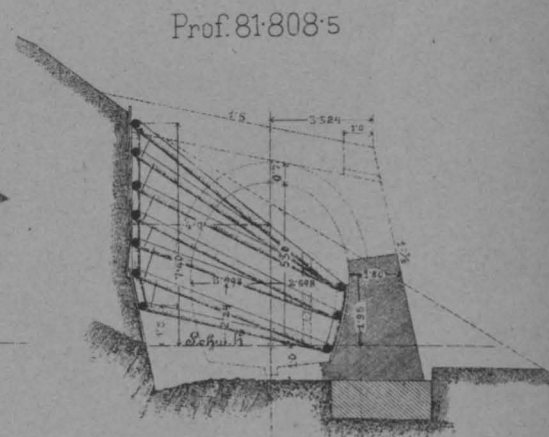
Prof. 81'788 4



Prof. 81'794



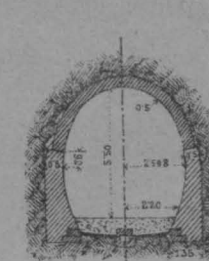
Prof. 81'808 5



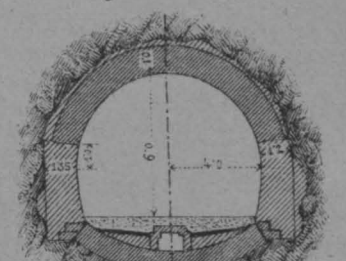
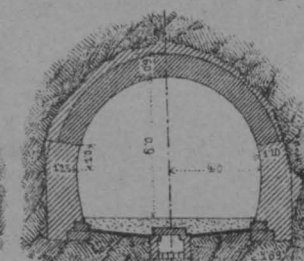
Maassstab = 1:250

TUNNEL-PROFILE.

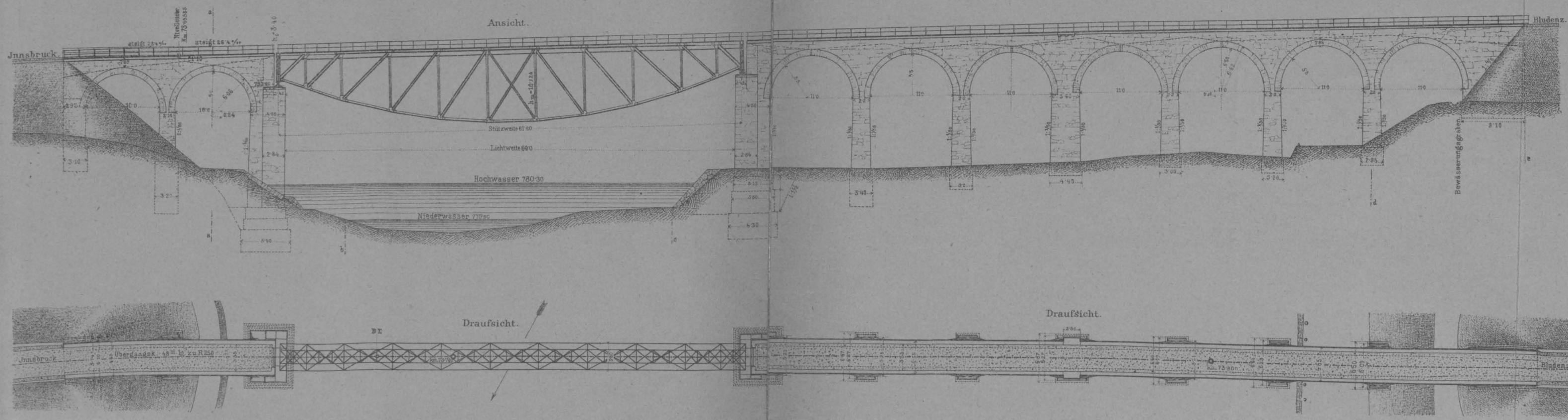
Eingeleisig.



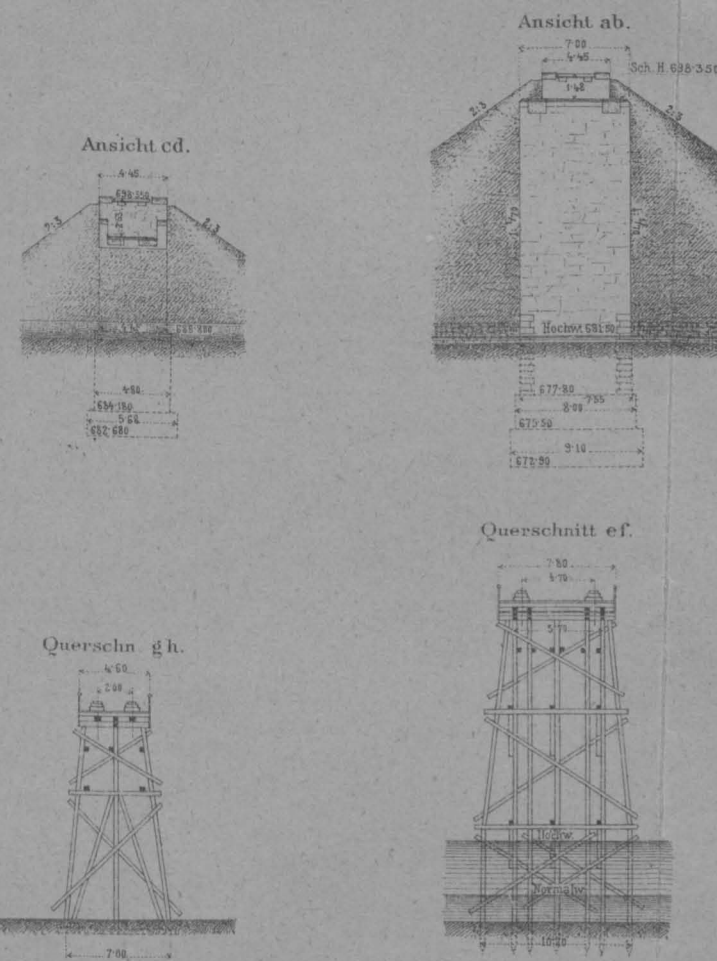
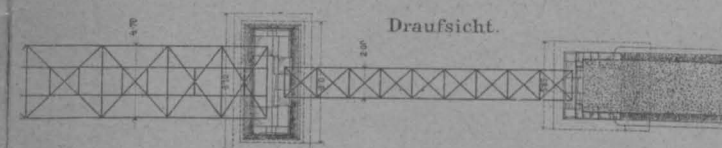
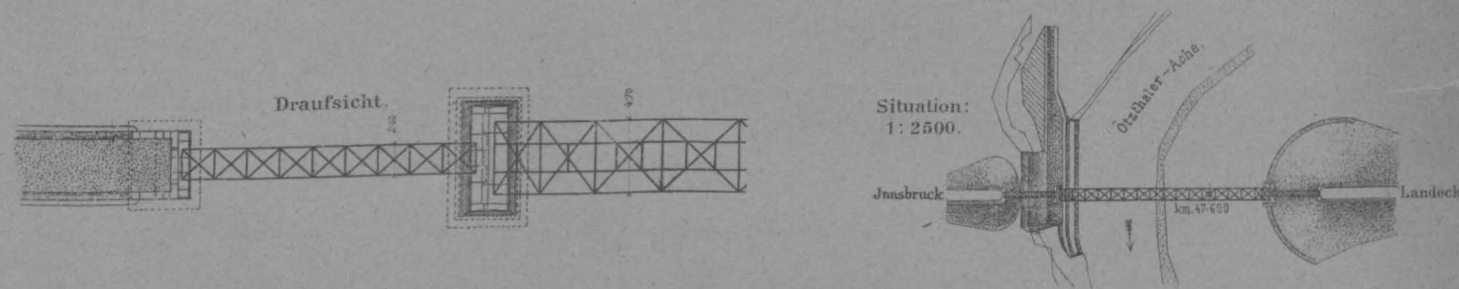
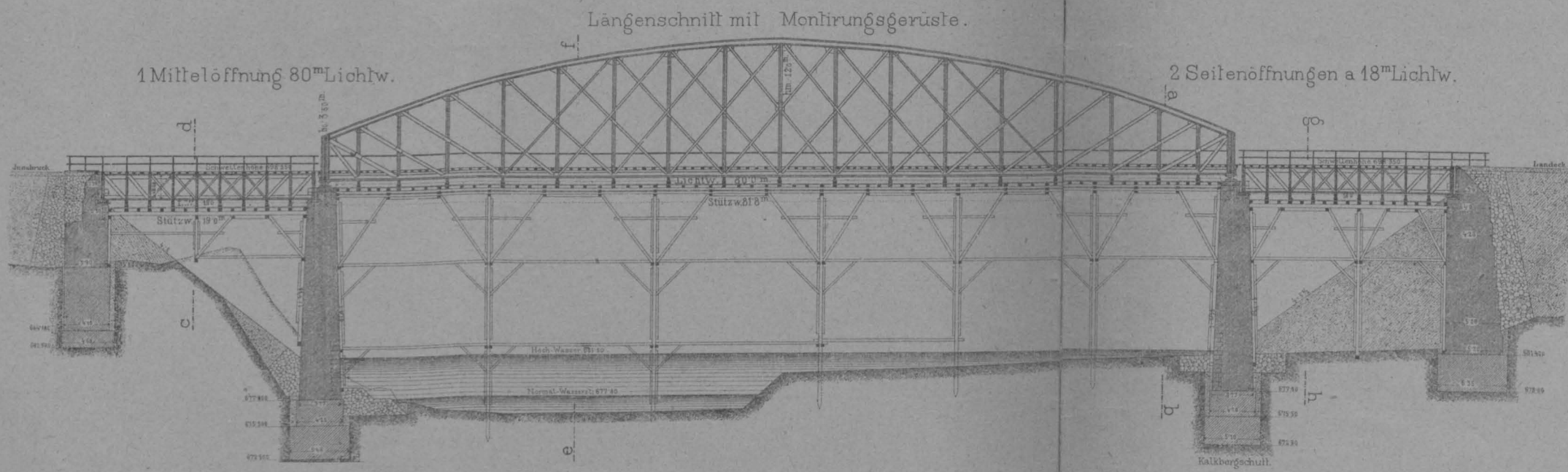
Zweigeleisig. (Arlberg-Tunnel.)



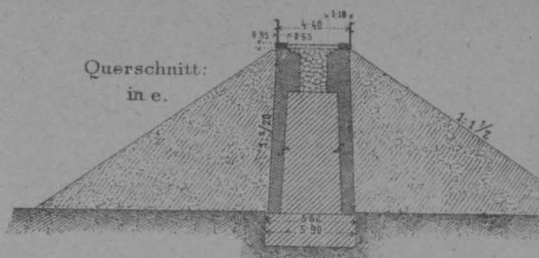
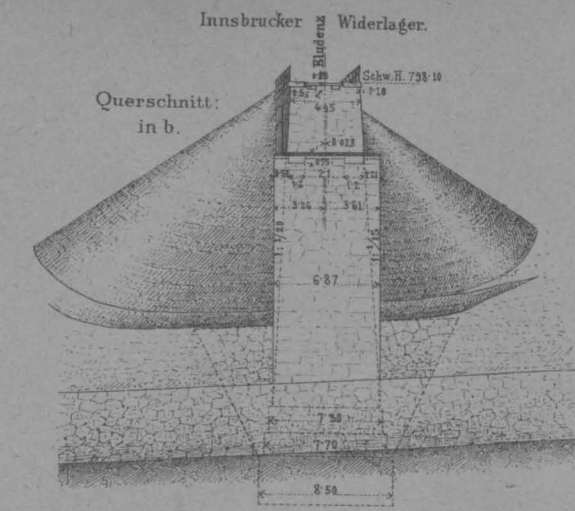
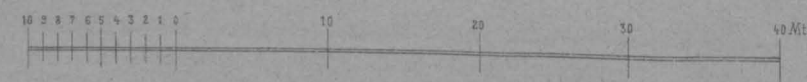
Brücke über den Innfluss mit anschliessendem Viadukt bei km. 73'700.



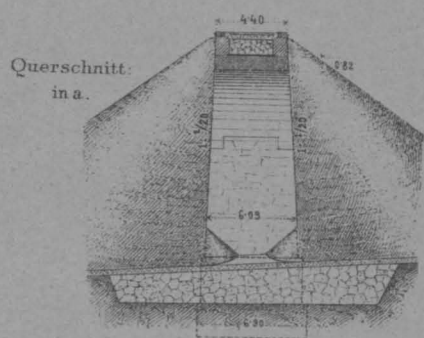
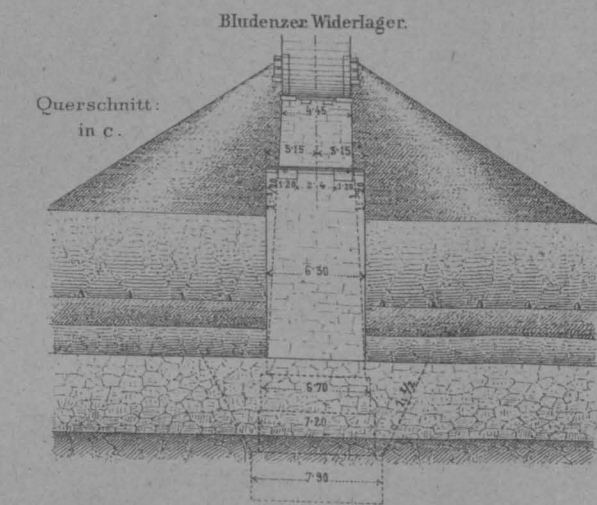
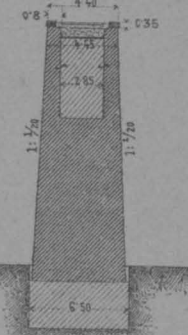
Brücke über die Ötztal-Ache bei km. 47'600.



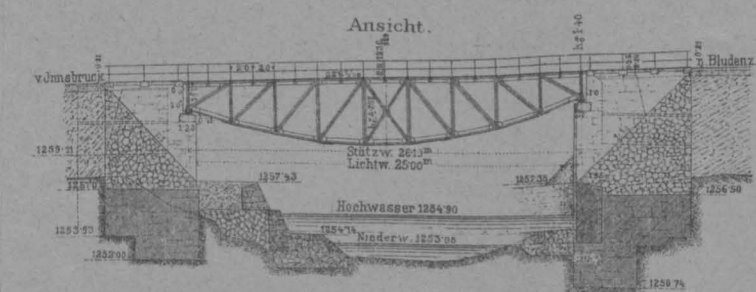
Massstab: 1:500



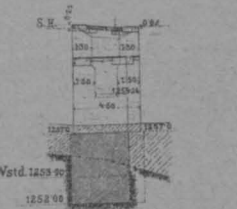
Querschnitt: ind.



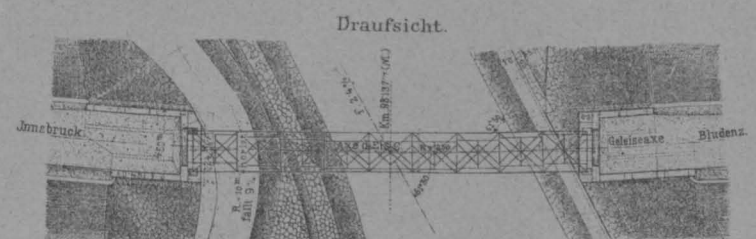
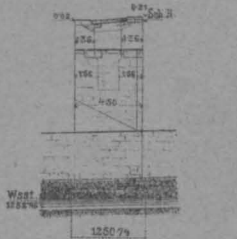
Rosanabachbrücke bei km. 98'137.



Innsbrucker Widerlager.



Bludener Widerlager.



Viadukt über den Schmiedtobel bei km. 123+00.

Viadukt über den Waldli-Tobel 41.0 m. weit, bei km. 113+370.

Querschnitt bei km 123+124.81

Querschnitt bei km 123+121.85

Bergseitige Ansicht (auf die Axe projectirt gezeichnet)
Längenschnitt L M N.

Längenschnitt in der Objektsaxe.

Bergseitige Ansicht (auf die Axe projectirt gezeichnet)

Längenschnitt Q R S.

Thalseitige Ansicht d. Bludener Widerlagers.

Bergseitige Ansicht (Schnitt A B C D.)

Querschnitt in der Bahnaxe.

Querschnitt des Gerüstes.

Querschnitt CD.

Querschnitt AB.

Querschnitt EK.

Längenschnitt d. Jnnbr. Widerlagers.

Querschnitt bei km 123+117.62

Querschnitt dd.

Querschnitt cc.

Querschnitt dd.

Querschnitt ee.

Querschnitt ff.

Querschnitt des Gerüstes.

Bemerkung.

wurde im Verlande gemauert.
Die Trennungslinie bezieht sich
blos auf die Abrechnung, da
häufiges Mauerwerk und die
Nachmauerung verschiedene
Preise haben.

Grundriss u. Draufsicht.



Querschnitt gg.

Querschnitt gg.

Querschnitt hh.

Querschnitt hh.

Querschnitt ii.

Querschnitt kk.

Querschnitt bei km 123+001.67

Querschnitt bei km 123+005.55

Thalseitige Ansicht d. Jnnbr. Widerlagers.

Querschnitt bei km 123+005.55

Querschnitt bei OP.

Querschnitt bei km 123+005.55

Querschnitt bei km 123+077.02

Querschnitt bb.

Querschnitt ii.

Querschnitt ll.

Maßstab: 1:500

